

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO

Análise de um Muro de Suporte de Terras

Francisco António Cardoso Duarte Rodrigues Chuva



ANÁLISE DE UM MURO DE SUPORTE DE TERRAS

Francisco António Cardoso Duarte Rodrigues Chuva

Projeto de Graduação submetido ao Curso de Engenharia Civil do Departamento da Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como requisito para obtenção do título de Engenheiro.

Orientadores:

Prof. Augusto Claudio Paiva e Silva, M. Sc (orientador)

Prof. Francisco de Rezende Lopes, D. Sc (co-orientador)

Rio de Janeiro

Junho 2011

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO

ESCOLA POLITÉCNICA

ENGENHARIA CIVIL

DEPARTAMENTO DE MECÂNICA APLICADA E ESTRUTURAS



ANÁLISE DE UM MURO DE SUPORTE DE TERRAS

FRANCISCO ANTÓNIO CARDOSO DUARTE RODRIGUES CHUVA

Projeto de Final de Curso apresentado ao corpo docente do Departamento de Mecânica Aplicada e Estruturas da Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como requisito para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Aprovado por:

Prof. Augusto Claudio Paiva e Silva, M.Sc

Prof. Francisco de Rezende Lopes, D. Sc

Prof. Maria Cascão Ferreira de Almeida, D. Sc

Rio de Janeiro, RJ - Brasil

Junho / 2011

Chuva, Francisco António Cardoso Duarte Rodrigues

Análise de um Muro de Suporte de Terras/ Francisco António Cardoso Duarte Rodrigues Chuva. – Rio de Janeiro: UFRJ/ Escola Politécnica, 2011.

X, 54 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador: Prof. Augusto Claudio Paiva e Silva,
Co-orientador: Prof. Francisco de Rezende Lopes,

Projeto de Graduação – UFRJ/ Escola Politécnica/

Curso de Engenharia Civil, 2011.

Referencias Bibliográficas: p. 53.

1. Muros de Suporte. 2.Paredes Moldadas. 3. Teoria dos Estados Limites. 4.Projeto da Parede Diafragma. 5.Análise de Estabilidade.

I. Antoun Netto, Theodoro. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Curso de Engenharia Civil. III. Análise de um Muro de Suporte de Terras.

*Aos meus pais, amigos e professores,
que me deram força e
incentivo didático.*

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao meu pai e à minha mãe pelo incentivo e sentido de prioridade que me deram durante todo o meu percurso acadêmico.

Aos meus amigos por me orientarem e me proporcionarem momentos lúdicos nas pausas de estudo e trabalho.

Aos meus colegas que me fortaleceram no caminho de sacrifícios e dedicação sempre solidários e compreensivos na luta pelo sucesso e bem comum.

Ao meu orientador Augusto Claudio Paiva e Silva e co-orientador Francisco de Rezende Lopes pela disponibilidade e ajuda prestada ao longo de todo o projeto.

Resumo

O seguinte trabalho teve como objetivo a consolidação de conhecimentos na área das estruturas de suporte de terras, nomeadamente no que diz respeito a parâmetros de esforços, deslocamentos e o seu comportamento genérico. Nesse sentido elaborou-se um projeto de contenção para uma escavação. A obra que serviu de base a este trabalho foi o canal de acesso ao porto do Açú.

Como em qualquer obra de engenharia, o projetista tem de ter sempre em mente a otimização em termos de funcionalidade, segurança e economia. Tais objetivos regem também a elaboração do projeto que aqui se apresenta tendo em conta as características do terreno.

A utilização de modelos numéricos baseados no método dos elementos finitos fornece, com considerável grau de confiança, os esforços na cortina e na estrutura. Outros parâmetros como deslocamentos, interação solo-cortina e solo-estrutura são também aferidos por este método. Aqui têm especial influência a rigidez dos vários elementos presentes e a transferência de esforços pelo solo através do efeito de arco.

Quanto ao dimensionamento estrutural da estrutura, as ações utilizadas para calcular a armadura resultaram dos dados obtidos pelo programa STRAP e PLAXIS. Por fim, tiram-se algumas conclusões sobre o trabalho desenvolvido, salvaguardando a importância dos programas de cálculo baseados no método dos elementos finitos num projeto deste tipo.

Abstract

The main goal of the present work is the consolidation of knowledgements in the area of earth retaining structures mainly in what concerns to strain parameters, displacements and its generic environment, and was then dimensioned the structure to be built, in the excavation area. The enterprise which was the base for this work was the sea access channel to Porto do Açú.

As in all engineer works, the designer must have in mind the optimization in terms of functionality, security and economy. Those were the goals which led to the making of the presented project keeping in mind the characteristics of the soil.

The use of numerical models based on the finite element method provides , with a certain degree of confidence, the strains on the retaining wall and on the structure. Other parameters like displacements, interaction terrain-wall and terrain-structure are also obtained following this method. These facts are influenced by the stiffness of several existing elements and the stress transfer through the soil following the arch effect.

In what concerns to the dimensioning of the structure , the actions used for the armour were the result of the data given by the PLAXIS program and the data given by a finite element analysis from PLAXIS program. At the end of this work, some conclusions are taken about its development regarding the importance of programs based on the finite element method for projects of this type.

Índice

1 - Introdução.....	5
2 – Contenção dos solos:.....	6
2.1 – Muros de suporte:.....	8
2.1.1 – Muros em consola.....	9
2.1.2 – Muros de gravidade.....	10
2.1.3 – Muros ancorados.....	10
2.1.4 – Muros de contrafortes.....	11
2.2 – Paredes Moldadas.....	12
2.3 – Muros de Berlim.....	12
2.4 – Cortinas de estacas-prancha.....	13
2.5 – Outros tipos de contenção.....	14
2.5.1 – Muros de suporte mistos.....	14
2.5.2 – Escavações entivadas.....	14
2.5.3 – Muros de Gabiões.....	14
3 – Teorias dos Estados Limites.....	15
3.1 – Coeficientes de Impulso.....	16
3.2 – Teoria de Rankine.....	17
4 - Ancoragens.....	19
4.1 – Constituição de uma ancoragem.....	19
4.2 – Estimativa da capacidade de carga de uma ancoragem no solo.....	21
4.3 – Dimensionamento das ancoragens.....	22
5– Processo construtivo de uma parede diafragma moldada.....	24
5.1 – Execução da Mureta Guia.....	24
5.2 – Fabricação da lama.....	25
5.3 – Colocação da armadura.....	26
5.4 – Concretagem.....	26
5.5 – Instrumentos de escavação.....	27
6 – Modos de rotura do solo.....	29
7 – Métodos de dimensionamento de paredes.....	31
8 – Projeto da parede diafragma do canal de acesso ao estaleiro do Açú.....	32
8.1 – Critérios gerais de dimensionamento.....	33
8.2 – Materiais utilizados.....	33
9 – Análise de estabilidade – Métodos Clássicos.....	34
10 – Análise para determinação de esforços.....	36
11 – Pré-dimensionamento.....	40
12 - Análise de estabilidade global.....	45
13- Análise de estabilidade – Plaxis.....	46
14 - Conclusões.....	51
15 - Bibliografia.....	53
16 – Anexo A.1 - Sondagem A17.....	54

Índice de Figuras

Figura 2.1 -Escoramento.....	6
Figura 2.2 -Ancoragem.....	7
Figura 2.3 – Muro de suporte de terras.....	8
Figura 2.4 – Viga em conso.....	19
Figura 2.5- Muro de suporte de gravidade.....	10
Figura 2.6- Muro de suporte ancorado.....	11
Figura 2.7 Muro contraforte armado.....	11
Figura 2.8 – Paredes Moldadas.....	12
Figura 2.9 – Pranchas de madeira usadas nos Muros tipo Berlim.....	13
Figura 2.10 – Perfis estaca-prancha.....	13
Figura 2.11- Muro Gabião.....	14
Figura 3.1 - Muro-cais ancorado (Matos Fernandes, 1995).....	15
Figura 3.2 – Circunferências de Mohr representativas dos estados limites e de repouso e direcções das superfícies de cedência (Matos Fernandes, 1995).....	16
Figura 14 – Hipótese do Método de Rankine (Matos Fernandes, 1995).....	18
Figura 4.1: Pormenor de uma ancoragem.....	20
Figura 4.2 – Aspectos do dimensionamento de cortinas ancoradas (Littlejohn, 1972; Ostermayer, 1976).....	23
Figura 5.1 – Mureta Guia.....	24
Figura 5.2 – Diafragmadora com Clamshel.....	28
Figura 6.1 (a,b,c,d, e): Mecanismos de rotura estrutural.....	30
Figura 6.2 - Mecanismos de rotura do solo.....	30
Figura 8.1 - Parede do canal.....	32
Fig 9.1 - Modelo estrutural – Geometria.....	35
Figura 9.2 - Carregamento (pressão do solo) (kN/m).....	36
Figura 9.3 - Digrama de Momento Fletor (kNm) ; Diagrama de esforço transversal (kN); Reações no tirante e nas molas (kN).....	37
Figura 10.1 – Secção transversal de 1 m de desenvolvimento do muro.....	41
Figura 11.1 – Modelo adoptado com os calculos do empuxo passivo e ativo.....	42
Figura 11.2 - Modelo estrutural/ Carregamento (kN/m) / Reações nos apoios (kN).....	43
Figura 12.1 – Modelo GEOSLOPE.....	44
Figura 13.1 – Modelo em Plaxis.....	46
Figura 13.3 – Pressão neutra.....	47
Figura 13.2 – Malha de elementos finitos.....	47
Figura 13.4 – 1ª escavação.....	48
Figura 13.5 – Dragagem parcial.....	48
Figura 13.6 – Dragagem até ao final.....	48
Figura 13.7 – Deformada da cortina.....	49
Figura 13.8 – Informação de cálculo.....	49

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

Alfabeto latino

A – área

A_c - área total da secção transversal de betão

$A_{s,min}$ - área de aço mínima

c – coesão

E – modulo de deformabilidade

f_{cd} - valor de cálculo da tensão de cedência à compressão do betão

f_{ck} - valor característico da tensão de cedência à compressão do betão

f_{syd} - valor de cálculo da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras

f_{yk} - valor característico da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras

K_0 – coeficiente de impulso em repouso

K_a – coeficiente de impulso activo

K_h - coeficiente de Winkler

K_p - coeficiente de impulso passivo

q – carga

SPT – Standard Penetration Test

T_a - tracção máxima de uma ancoragem

$V_{rd,s}$ – esforço transversal resistente

V_{sd} – esforço transversal actuante

Alfabeto grego

ϕ - diâmetro

ϕ° - ângulo de atrito

γ - peso volúmico do solo

γ' - peso específico do solo submerso

$\gamma_{\text{água}}$ - peso volúmico da água

ν - coeficiente de Poisson

ν_s - coeficiente de Poisson solo

σ - valor de cálculo da tensão normal actuante

1 - Introdução

Hoje em dia existem várias soluções para contenções de terras. O objetivo deste trabalho é apresentar a melhor solução para conter o muro de acesso do canal do Porto do Açu. O tema central de estudo será o dimensionamento do muro de contenção de terras e a análise das características do solo de modo a adotar a melhor configuração fisionômica do muro respeitando as especificações de segurança.

No capítulo que se segue serão apresentados variados tipos de muro de contenção de terras. Neste trabalho a solução adotada é um muro diafragma moldado no solo. São descritas as várias condicionantes do projeto e as implicações das consecutivas fases construtivas. Os detalhes da metodologia serão descritos sucintamente para a realização de um muro ancorado. A análise paramétrica concretiza-se no dimensionamento do muro de contenção.

Atualmente há a necessidade crescente de se construir em profundidade ou proteger maciços com paramentos e muros de contenção eficientes. O subsolo desempenha um papel importantíssimo neste tipo de construções que se tornam cada vez mais frequentes. O estudo do solo merece especial atenção em estruturas enterradas para que não haja assentamentos prejudiciais à obra. É conveniente acautelar os efeitos de uma escavação sobre as construções vizinhas, mas a grande prioridade na situação preconizada é o estudo da componente geotécnica e de interação estrutura-solo. A fase de projeto tem especial importância na garantia da boa interação das estruturas com o solo ao longo da obra durante o seu período de utilização. Este trabalho reflete os problemas encontrados pelo projetista na previsão do comportamento do solo quando solicitado por cargas de um porto industrial. O projetista deve ter em conta todas as condicionantes do projeto, incluindo a variação do nível freático e as alterações do estado de tensão do terreno.

A necessidade da execução de escavações cada vez mais profundas impõe aos engenheiros desafios no modo de equilibrar grandes esforços horizontais com o mínimo de deslocamentos do maciço de solo e das estruturas localizadas nas vizinhanças. Em muitos destes casos, a utilização de cortinas ou paredes ancoradas (ou escoradas) é a solução mais adequada. Este tipo de solução tem a vantagem em relação às restantes de permitir a minimização dos deslocamentos no terreno e no tardoz da parede.

A maior parte dos paramentos das contenções é vertical com ancoragens ou escoras que equilibram os impulsos do terreno. No cenário da obra em estudo será utilizada uma estrutura de suporte flexível que compreende uma componente correspondente ao muro de suporte e outra correspondente aos apoios sob a forma de ancoragens. Os principais fatores a ter em conta no dimensionamento desta estrutura resumem-se ao deslocamento da cortina, ao comportamento do fundo do terreno e os assentamentos da sua superfície, a distribuição das tensões do solo e os momentos gerados na estrutura.

A quantificação dos deslocamentos sofridos pela estrutura de contenção e dos assentamentos da estrutura do terreno só pode ser efetuada recorrendo a programas de cálculo automático que consideram a interação solo-estrutura, nomeadamente, os que fazem uso do método dos elementos finitos.

2 - CONTENÇÃO DE SOLOS

Geralmente, é mais económico executar uma escavação com uma inclinação adequada aos taludes para que estes se sustentem sem recurso a qualquer tipo de estrutura de suporte. Mas de um modo geral não existe espaço ou condições para a execução destes taludes. A contenção lateral dos solos é indispensável quando a superfície lateral de um maciço possui uma inclinação insustentável.

Existem variadas estruturas de contenção de solos, nomeadamente, muros de suporte, cortinas de estacas prancha, parede moldada, parede do tipo Berlim. Existem ainda muros de suporte tradicionais e especiais. Os muros de suporte tradicionais mais conhecidos são os muros de gravidade e os de consola ou flexão. Dentro dos muros especiais, distinguem-se os muros de gabiões, muros de contenção geotextil, muros engradados, muros de revestimento pregado e muros de terra com contenção de terra armada. As estruturas de contenção que assentam na hipótese da redistribuição de pressões designam-se cortinas. As cortinas são muros ou paredes de espessura reduzida, de aço, betão armado ou madeira, suportados por ancoragens, escoras ou impulsos passivos do terreno. A resistência à flexão destas estruturas desempenha uma função significativa na contenção do terreno sendo a contribuição do seu peso insignificante.

As paredes moldadas são cortinas executadas em grandes painéis sucessivos betonados em trincheira escavada mecanicamente. A escavação gera, geralmente, instabilidade nas paredes da vala. Normalmente, esta instabilidade controla-se com a utilização de lama betonítica ou sintética tal como iremos ver mais à frente. As paredes moldadas podem ser betonadas “in situ” ou podem ser paredes pré-moldadas. O problema das paredes pré-moldadas é a perda de aderência entre a parede e o solo. Estas paredes perdem parte da aderência da interação solo-parede que tem efeitos positivos para o equilíbrio da estrutura. Este tipo de paredes é o mais indicado para construções em profundidade, pois têm grandes vantagens ao nível da não descompensação do solo e impermeabilidade da parede.

As contenções laterais do solo podem ser suportadas por escoras, ancoragens, pregagens, ou pelo próprio impulso passivo do terreno. Ao longo dos anos, foram-se desenvolvendo diversos tipos de contenções. A tendência foi sempre conseguir formas de evitar obstáculos para os equipamentos de escavação. Sendo assim foram-se desenvolvendo novas técnicas de ancoragem no terreno.



Figura 2.1 - Escoramento

Os primeiros passos no sentido de evitar obstáculos foram dados na Europa ocidental onde se começou a adoptar ancoragens em maciços rochosos. É André Coyne (1891-1960) quem primeiro desenvolve as ancoragens em solos, mas é só mais tarde, com a evolução das técnicas de injeção de calda de cimento na década de 60 que surgem as primeiras ancoragens em solos. As ancoragens trouxeram grandes vantagens ao nível da ocupação do espaço pois não interferem com o lado de fora do terreno e o canteiro de obra fica mais arrumado. Por outro lado, as ancoragens oferecem, hoje em dia, bastante segurança. O efeito da ancoragem reduz significativamente os esforços de flexão, a ficha e os deslocamentos. Contudo, as ancoragens exigem mão de obra especializada e equipamento de grande precisão como iremos ver mais à frente.

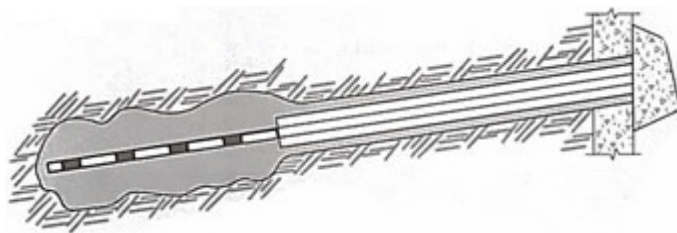


Figura 2.2 - Ancoragem

Nas obras escavadas no solo devem ser estudadas as propriedades do solo, as sobrecargas e o peso da água. Devem haver informações rigorosas quanto ao peso volúmico do material de aterro. Também o tipo de equipamento que circula na obra, nomeadamente gruas e veículos pesados deve ser acautelado. Por sua vez, a água deve ser analisada quanto ao teor de sal e argila já que estes parâmetros influenciam o seu peso volúmico. Quando é permitido, deve-se drenar a água para evitar os seus impulsos. Em obras marítimas como a do caso em estudo, é necessário considerar as variações das propriedades do terreno em profundidade e ao longo do tempo.

O engenheiro projetista deve analisar as perturbações introduzidas pela escavação ou cravação de elementos no solo. Deve ainda prever os acessos ao fundo da escavação por parte dos camiões e escavadores para possibilitar a remoção e transporte do terreno retirado. No caso em estudo, o terreno será removido por sucessivas dragagens. É também necessário controlar o nível freático e os movimentos de percolação para controlar o grau de impermeabilização.

2.1 – Muros de suporte

Os muros de suporte podem ser constituídos por pedras, betão simples ou armado, betão ciclópico, alvenarias de blocos de betão ou tijolos maciços e também mistos.

Para os vários tipos de muro, as sapatas devem garantir uma adequada distribuição das tensões no terreno e a estabilidade no muro, sendo que nos muros em alvenaria, só se poderá assegurar estas condições quando as sapatas são em betão ou betão armado, quando o dimensionamento o justificar. Também é conveniente o a execução do coroamento da parte superior do muro para limitar as deformações e conseguir uma maior durabilidade e qualidade.

Os muros mistos podem apresentar na sua fachada pedras ou elementos pré-fabricados, sendo a parte de trás constituída por betão simples. É necessário que os elementos estejam bem ligados para funcionarem como um conjunto e não causarem patologias no muro. Para garantir essas ligações e usam-se normalmente pedras com profundidades desiguais e desencontradas ou até varões de ligação.

Todos os tipos de muro, independentemente do material usado são fortemente condicionados por questões económicas, pelas características do terreno, localização, acessos, estruturas existentes e também pela sua funcionalidade a curto e longo prazo.



Figura 2.3 – Muro de suporte de terras

2.1.1 – Muros em consola

Este tipo de muro é executado quando a altura do muro permite obter deformações da sua extremidade superior compatíveis com as exigências do projeto. Só é possível adotar este tipo de solução para estruturas de contenção definitivas com reduzida altura. A principal característica dos muros de suporte de betão armado em consola é o seu funcionamento estrutural. A sua estabilidade em relação ao derrube é garantida pelo peso do terreno sobre a área da sapata, situada atrás do tardóz do muro. A sua espessura é condicionada pela existência ou não de impulsos de água e pela grandeza dos impulsos do terreno. É importante estudar a ligação entre o tardóz do muro e a sapata que é claramente o ponto crítico no dimensionamento estrutural.

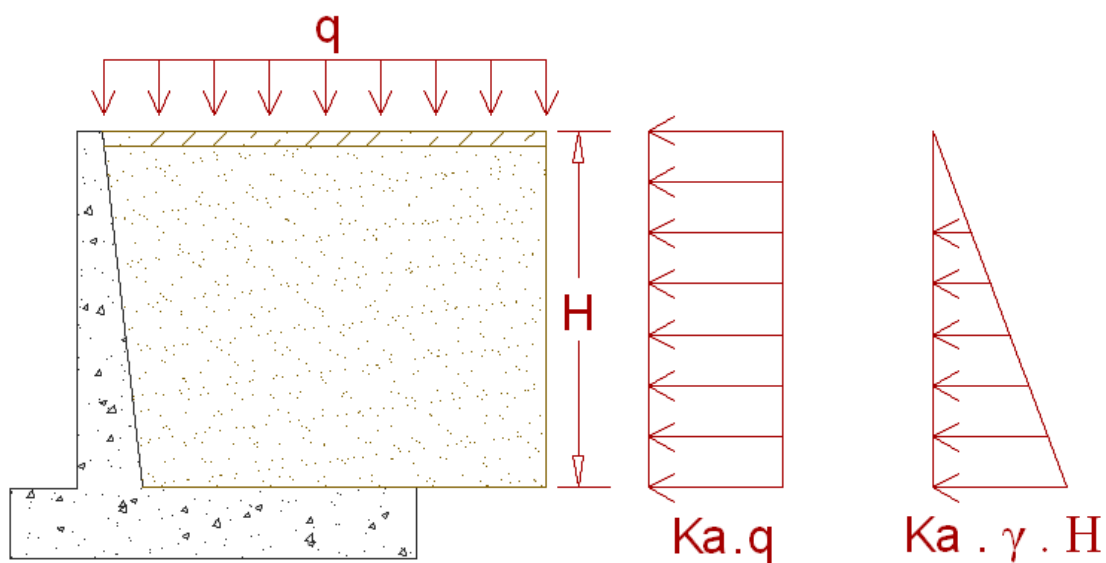


Figura 2.4 - Viga em consola

2.1.2 – Muros de gravidade

Os muros de gravidade tradicionais são, em geral, executados em betão não armado com agregado em grandes dimensões. O seu funcionamento estrutural é garantido à custa do seu peso próprio que, por um lado garante o atrito entre a sua base e o terreno de fundação, e por outro lado, induz um momento estabilizador de valor superior ao induzido pelos impulsos horizontais das terras. Esta solução de contenção tem interesse especial quando se pretende evitar a utilização de armaduras. São exemplo disso as obras marítimas e portuárias onde o contacto com a água conduz à rápida corrosão das armaduras.

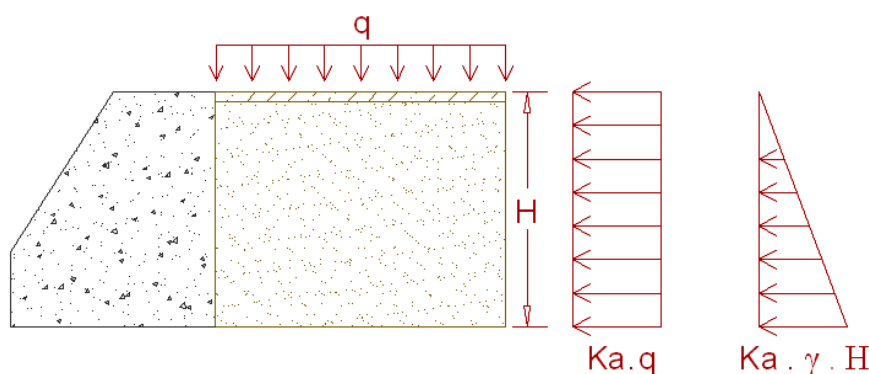


Figura 2.5 - Muro de suporte de gravidade

2.1.3 – Muros ancorados

Os muros de suporte de betão armado com ancoragens são muito usados quando a altura da escavação é significativa e o terreno induz pressões elevadas, ou se pretenda um muro com deformações compatíveis com as exigências do projeto. Uma ancoragem é uma armadura constituída por um entrançado de fios de aço de alta resistência (cabos) inserida no terreno com uma dada inclinação e profundidade previstas no projeto, envolvida em calda de cimento injetada a alta pressão que forma um bolbo de selagem na zona de amarração. Esta armadura, após tensionamento permite resistir de maneira eficiente às pressões induzidas pelo terreno atrás da cortina. Esta solução é adotada para escavações em profundidade quando se pretende uma contenção definitiva respeitando as condicionantes do local, nomeadamente a gestão do espaço subterrâneo onde se vão localizar as ancoragens, devendo em alguns casos ter-se em linha de conta a drenagem das águas, garantindo boa estanquidade.

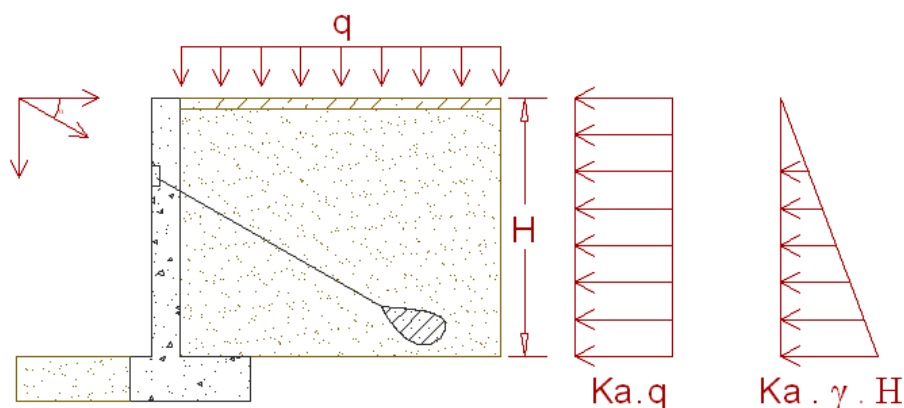


Figura 2.6 - Muro de suporte ancorado

2.1.4 – Muros de contrafortes

Os muros de contrafortes são uma solução de contenção interessante quando o recurso a muros em consola não é viável face ao elevado valor das deformações induzidas pela escavação. Estes muros são armados nas duas direções contendo armaduras horizontais com o objetivo de limitar as deformações diferenciais e diminuir a espessura necessária do muro.

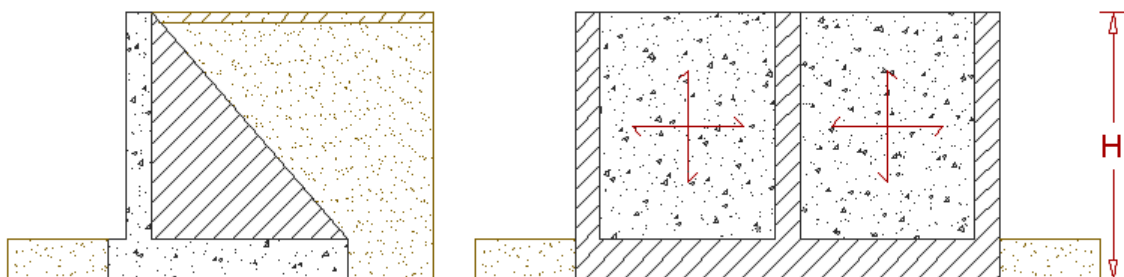


Figura 2.7 - Muro contraforte armado

2.2 - Paredes Moldadas

Normalmente, recorre-se a paredes moldadas quando se pretende construir uma contenção antes mesmo de se executar a escavação. Quando a profundidade de escavação é elevada, é frequente o recurso a pontos intermédios de apoio, materializados em ancoragens pré-esforçadas. Com este tipo de solução, pretende-se ter uma contenção definitiva do terreno, respeitando as condicionantes do local, as características dos materiais constituintes, e garantindo a correta execução dos processos construtivos. Este tipo de parede será desenvolvido mais à frente.



Figura 2.8 – Paredes Moldadas

2.3 – Muros tipo Berlim

Os muros do tipo Berlim são estruturas de contenção de terras constituídos por perfis metálicos cujo espaçamento é definido em função da altura entre os quais se colocam pranchas de madeira ou painéis de betão armado. Esta solução é usada geralmente quando se pretende uma contenção provisória de rápida execução, podendo esta ser ou não reforçada com ancoragens de carácter provisório.

Quando executada com pranchas de madeira ou painéis de betão armado, a cortina não necessita de cofragens e em contenções de carácter provisório, permite a recuperação dos perfis quando a contenção deixa de ser necessária.

Em situações nas quais a contenção tenha carácter definitivo podem-se executar os painéis de betão armado através da realização de betonagens “in situ” entre os perfis metálicos. Neste caso o muro será uma parte integrante da estrutura que deverá garantir uma boa contenção de terras e águas.



Figura 2.9 – Pranchas de madeira usadas nos Muros tipo Berlim

2.4 – Cortinas de estacas-prancha

Esta solução consiste na cravação de uma linha de estacas com trado contínuo, cujo afastamento entre faces pode oscilar entre 0 (estacas tangentes) e o diâmetro das estacas. Não são recomendáveis assentamentos grandes devido à redistribuição de pressões que provoca um efeito de arco. Existem estacas prancha de madeira, betão e metálicas. As estacas-prancha metálicas são as mais usadas pois permitem maior altura e podem ser reutilizadas. A sua instalação, cravação e remoção são bastante fáceis. Têm a vantagem de ser muito regulares, possuírem boa estanquidade e variabilidade de módulos de resistência.

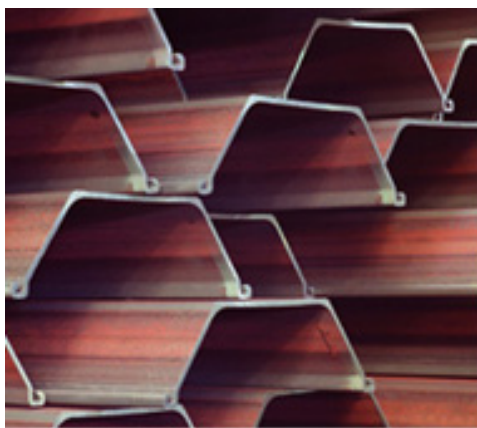


Figura 2.10 – Perfis estaca-prancha

2.5 – Outros tipos de contenção

Os tipos de muros de suporte vistos até aqui permitem a contenção de solos nas mais variadas situações, mas por vezes, quando o talude não é viável ou economicamente possível recorre-se a contenções especiais que desempenhas as mesmas funções.

2.3.1 – Muros de suporte mistos

São muros constituídos por pedras ou por elementos pré-fabricados de betão que na face frontal ficam à vista e na face posterior é colocado betão simples, para permitir a ligação dos elementos da parte frontal com o tardóz do muro.

2.3.2 – Escavações entivadas

Existem entivações/cofragens de vários tipos, dependendo da natureza do terreno, solicitações e profundidade, mas geralmente são realizadas em madeira ou metal, e permitem escorar o terreno contra apoios fixos servindo como cofragem geralmente provisória. Nalgumas situações, estas entivações servem como parte de um processo construtivo de contenção de terras funcionando como apoio ao andamento das operações de construção e garantido a segurança, evitando acidentes com trabalhadores, tais como soterramentos. Na abertura de valas superiores a 1,20 m de profundidade, é obrigatório o uso de entivações/cofragens para garantir as condições necessárias de segurança.

2.3.3 – Muros de Gabiões

Os muros de gabiões (Figura 4) são constituídos por gaiolas metálicas preenchidas com pedras arrumadas manualmente e construídas com fios de aço galvanizado em malha hexagonal com dupla torção.

A rede metálica que compõe os gabiões apresenta resistência mecânica elevada. No caso da ruptura de um dos arames, a dupla torção dos elementos preserva a forma e a flexibilidade da malha, absorvendo as deformações excessivas. O arame dos gabiões é protegido por uma galvanização dupla e, em alguns casos, por revestimento com uma camada de PVC. Esta proteção é eficiente contra a ação das intempéries e de águas e solos agressivos (Maccaferri, 1990). As principais características dos muros de gabiões são a flexibilidade, que permite que a estrutura se acomode a recalques diferenciais e a permeabilidade.

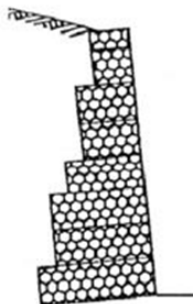


Figura 2.11- Muro Gabião

3 Teorias dos Estados Limite

Na obra em estuda a interacção solo-estrutura engloba simultaneamente uma secção em que o solo empurra a estrutura e uma secção em que a estrutura empurra o solo exercendo sobre a estrutura uma força de natureza activa e passiva, respectivamente. A figura 12 representa um perfil típico de um muro cais ancorado. Nesta situação, as pressões (solicitações) do solo suportado imediatamente atrás da cortina são equilibradas pela força F_t de um tirante de aço amarrado num ponto perto do topo da cortina e pelas pressões (reações) do solo em frente da mesma abaixo da linha de dragagem. Na outra extremidade o tirante amarra-se, a certa distância atrás da cortina, a uma placa de aço ou betão. O esforço de tracção no tirante tende a deslocar a placa para a esquerda, isto é, empurra-a contra o solo, mobilizando, como ilustra a figura, pressões de natureza reactiva no solo do mesmo lado e pressões de natureza activa do lado oposto.

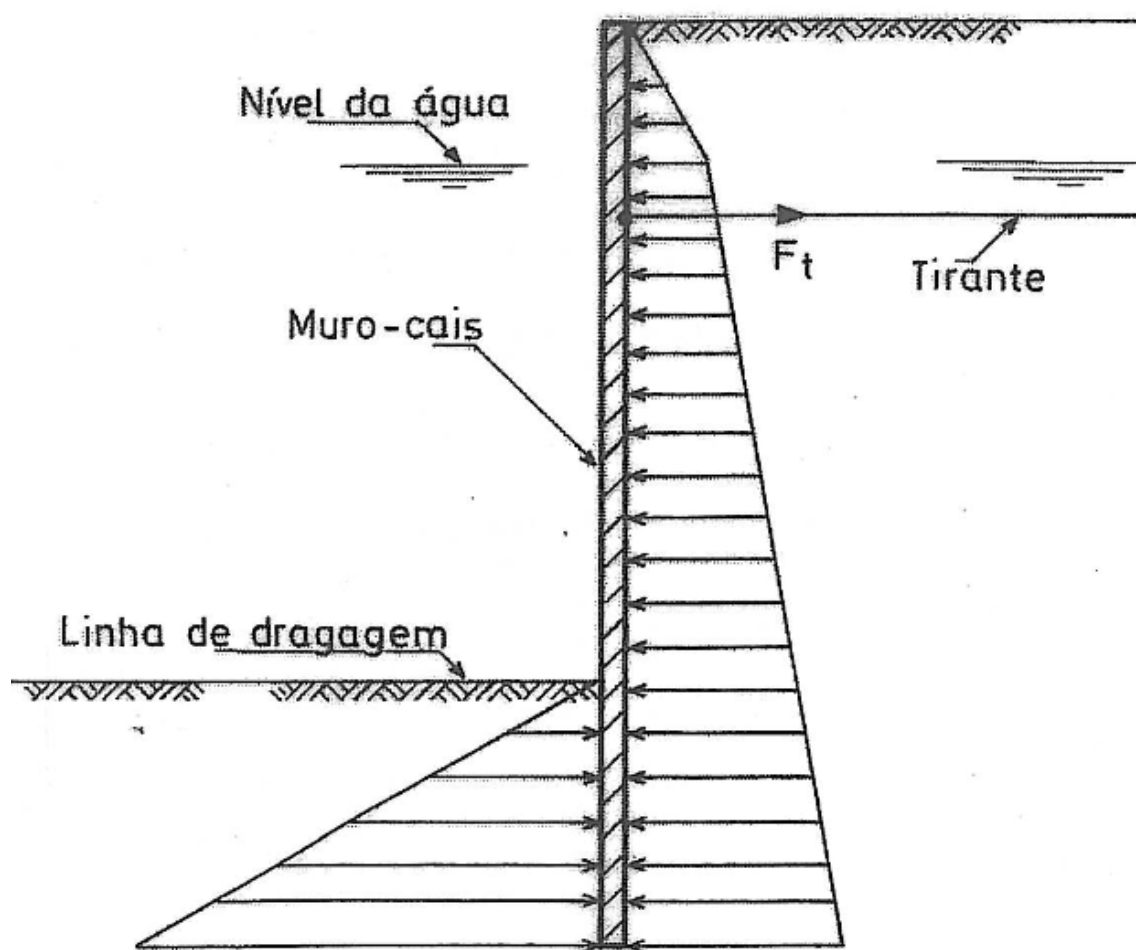


Figura 3.1 - Muro-cais ancorado (Matos Fernandes, 1995)

Na análise da distribuição das pressões é preciso ter em conta muitos factores, nomeadamente das relações tensão-deformação-tempo do solo, os quais são complexas e altamente dependentes das trajetórias de tensão. Contudo, a avaliação do valor mínimo (caso activo), ou máximo (caso passivo) daquelas pressões é um problema que se pode considerar resolvido de forma satisfatória e, em alguns casos essa solução é já muito antigo, remontado aos séculos XVIII e XIX, respectivamente por Coulomb e Rankine. Nas soluções referidas postula-se que a resistência ao corte do solo está integralmente mobilizada, ou por outras palavras, que o maciço se encontra numa situação de equilíbrio limite. Por isso, as teorias desenvolvidas com o objectivo atrás citado são por vezes genericamente designadas por “Teorias dos Estados de Equilíbrio Limite”.

3.1 Coeficientes de Impulso

Genericamente designa-se por coeficiente de impulso a relação entre as tensões efectivas horizontal e vertical actuantes num dado ponto de um maciço:

$$K = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad (1)$$

Para um solo com determinadas características mecânicas o valor do coeficiente de impulso depende das deformações horizontais experimentadas pelo maciço quando sujeito a dadas sollicitações. Assim sendo, compreende-se que nas situações atrás designadas por activas aquelas deformações horizontais são de tracção enquanto que nos casos passivos essas deformações são de compressão.

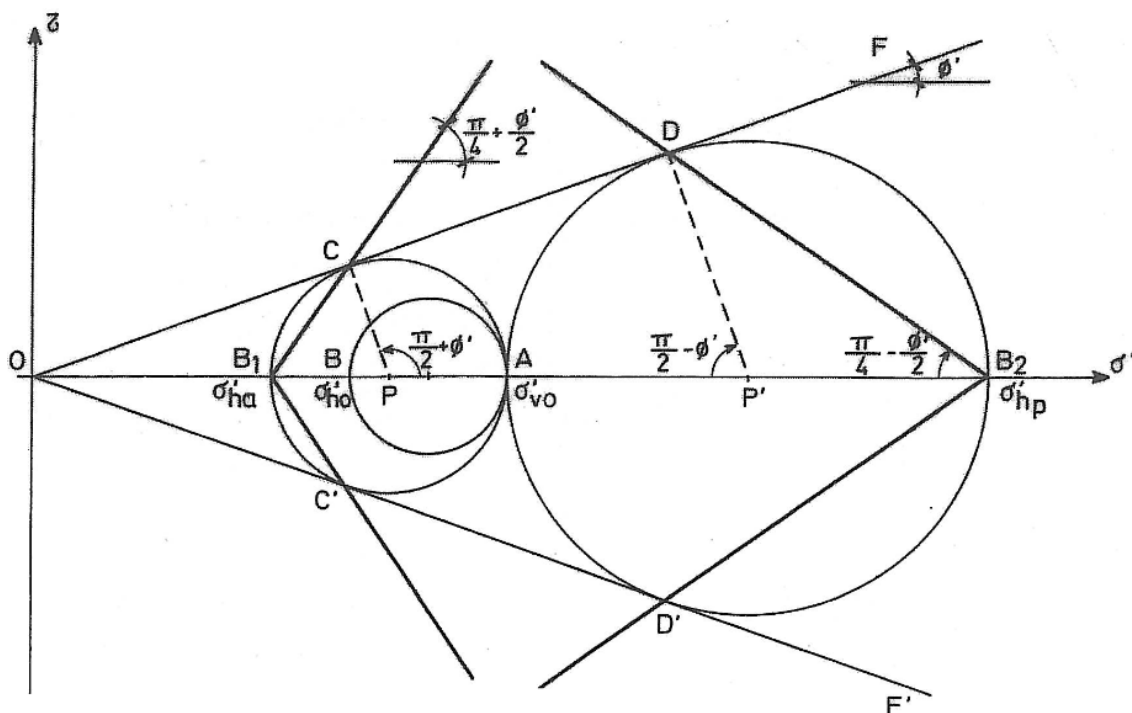


Figura 3.2 – Circunferências de Mohr representativas dos estados limites e de repouso e direcções das superfícies de cedência (Matos Fernandes, 1995)

Dedução do coeficiente de impulso activo:

$$\begin{aligned}
 K_a &= \frac{\sigma'_{ha}}{\sigma'_v} \quad r \text{ (raio da circunferência de Mohr)} = \frac{\sigma'_v - \sigma'_{ha}}{2} = \frac{\sigma'_v - k_a \sigma'_v}{2} = \frac{1 - k_a}{2} \sigma'_v \\
 \overline{OP} &= \sigma'_v - r = \sigma'_v - \frac{1 - k_a}{2} \sigma'_v = \frac{1 + k_a}{2} \sigma'_v \\
 r &= \overline{OP} \sin \varphi' ; \frac{1 - k_a}{2} \sigma'_v = \sigma'_v \frac{1 + k_a}{2} \sin \varphi' ; (1 - k_a) = (1 + k_a) \sin \varphi' ; \\
 1 - \sin \varphi' &= k_a (1 + \sin \varphi') ; k_a = \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (2)
 \end{aligned}$$

Dedução do coeficiente de impulso passivo:

$$\begin{aligned}
 K_p &= \frac{\sigma'_{hp}}{\sigma'_v} \quad r \text{ (raio da circunferência de Mohr)} = \frac{\sigma'_{hp} - \sigma'_v}{2} = \frac{k_p \sigma'_v - \sigma'_v}{2} = \frac{k_p - 1}{2} \sigma'_v \\
 \overline{OP} &= \sigma'_v + r = \sigma'_v + \frac{k_p - 1}{2} \sigma'_v = \frac{k_p + 1}{2} \sigma'_v \\
 r &= \overline{OP} \sin \varphi' ; \frac{k_p - 1}{2} \sigma'_v = \sigma'_v \frac{k_p + 1}{2} \sin \varphi' ; (k_p - 1) = (1 + k_p) \sin \varphi' ; \\
 1 + \sin \varphi' &= k_p (1 - \sin \varphi') ; k_p = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (3)
 \end{aligned}$$

A análise da figura (13) permite determinar as direcções das chamadas superfícies de cedência nos estados de equilíbrio limite activo e passivo, ou seja as direcções dos planos onde a resistência ao corte do solo está integralmente mobilizada. (Note-se que os pólos das circunferências de Mohr activo e passivo são, respectivamente, os pontos B₁ e B₂). Em ambos os casos aquelas superfícies fazem um ângulo de $\pi/4 - \varphi'/2$ com a direcção da tensão principal máxima (que no caso activo é a tensão vertical e no caso passivo a tensão horizontal).

3.2 Teoria de Rankine

O método originalmente desenvolvido por Rankine (1857) permite determinar as pressões sobre determinado paramento quando este contacta com o maciço em estado de equilíbrio limite. Tal como inicialmente foi formulado, o método de Rankine baseia-se nas seguintes hipóteses:

- O maciço é de natureza puramente friccional;
- A superfície do terreno (terrapleno) é horizontal;
- O paramento é vertical e rígido;
- É nulo o atrito entre o solo e o paramento (também é valido para o caso em que há atrito, mas não há movimento relativo solo-muro).

Assim sendo, as pressões à profundidade z serão como indica a figura (14):

$$\sigma'_h(z) = K\sigma'_v(z) = K\gamma z \quad (4)$$

em que K é o coeficiente de impulso (activo ou passivo, conforme o caso). Conclui-se portanto que se o maciço for homogéneo, o diagrama de pressões é triangular, o diagrama é linearmente crescente em profundidade.

A resultante das pressões actuantes até uma dada profundidade, h , constitui o chamado impulso (activo ou passivo, conforme o caso) e calcula-se integrando as mesmas entre a superfície e aquela profundidade:

$$I = \int_0^h K\sigma'_v dz = \int_0^h K\gamma z dz = \frac{1}{2} K\gamma h^2 \quad (5)$$

O ponto de aplicação do impulso, caso o maciço seja homogéneo, estará, obviamente, a uma profundidade de $2/3$ de h .

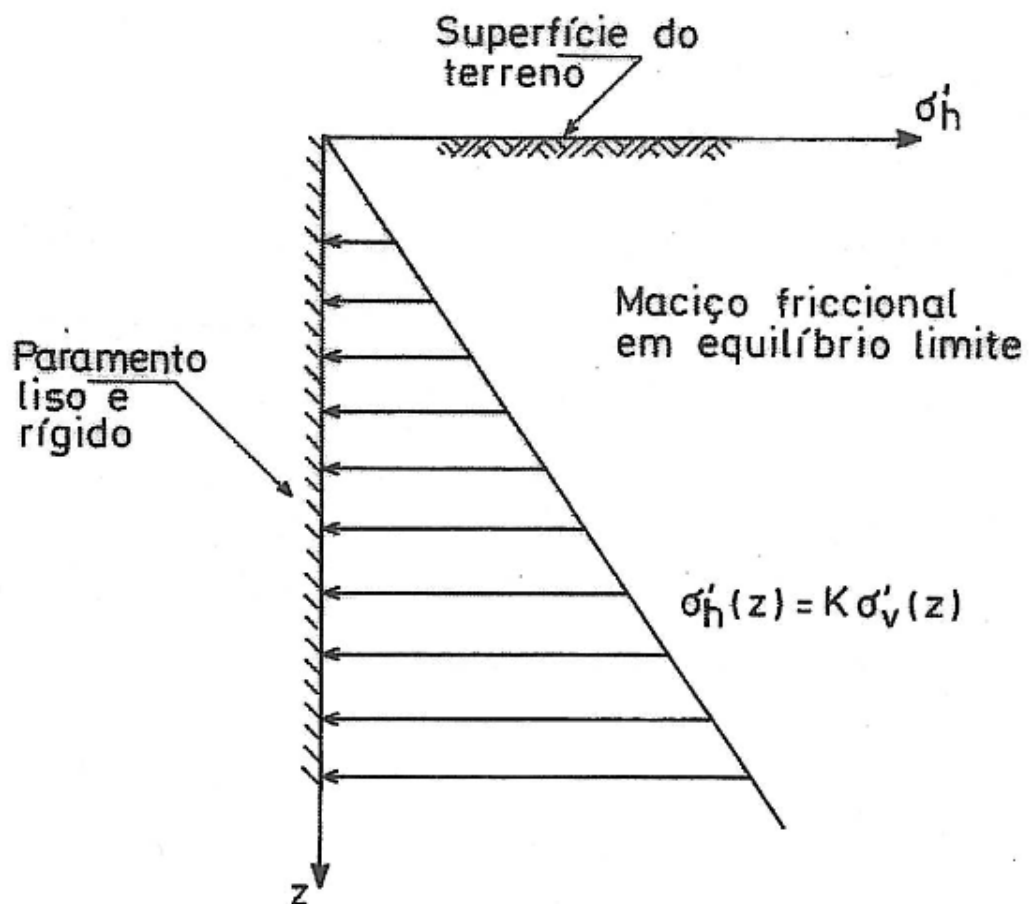


Figura 14 – Hipótese do Método de Rankine (Matos Fernandes, 1995)

4 Ancoragens

As ancoragens são elementos estruturais que funcionam em tração e que transmitem essa força ao terreno a tardo, comprimindo a parede contra ele, mobilizando assim a resistência do terreno até uma certa distância da estrutura de contenção. Deste modo, as ancoragens permitem restringir os deslocamentos da estrutura de contenção, ao mesmo tempo que contribuem para a estabilização do maciço terroso.

A força de tração a que uma ancoragem está sujeita é equilibrada no interior do maciço através de um dispositivo que permite mobilizar localmente a resistência do terreno.

As ancoragens são instaladas com uma inclinação e comprimento pré-definidos, de modo a poderem resistir à carga aplicada eficientemente, conseguindo manter a armadura com um nível de esforço economicamente vantajoso e conseguindo mobilizar o terreno onde se insere.

As ancoragens são normalmente utilizadas para equilibrar as pressões das terras em estruturas de contenção flexíveis verticais ou sub-verticais, como é o caso de paredes moldadas, paredes tipo Munique ou Berlim, cortinas de estacas e de estacas-prancha. De um modo geral, no caso de edifícios, as ancoragens têm um carácter provisório, já que se destinam a criar condições que viabilizem a realização de trabalhos de escavação respeitando critérios de segurança, tanto na área da obra como no espaço envolvente.

As principais vantagens da utilização de ancoragens em estruturas de suporte de terras estão associadas à sua elevada capacidade resistente por tração. Ao introduzirem uma força de sentido contrário ao do impulso de terras, diminuem significativamente o deslocamento horizontal da estrutura de contenção, especialmente na sua região superior e, consequentemente, o assentamento das fundações das construções fundadas no terreno a tardo bem como de infra-estruturas que aí possam estar instaladas, minimizando ou controlando assim as possíveis consequências negativas desse assentamento.

4.1 – Constituição de uma ancoragem

As ancoragens são constituídas por três zonas principais, das quais duas estão inseridas no solo e uma na zona exterior, como se mostra na Figura 4.1.

A cabeça da ancoragem está situada sobre a face exterior da parede, servindo para fixar a armadura após ser pré-esforçada. O pré-esforço é aplicado através de um macaco hidráulico apoiado na cabeça, que por sua vez, está justaposta a uma placa de ancoragem, dispositivo este, que garante que a ancoragem fique posicionada com a inclinação, relativamente à horizontal, prevista em projecto. A cabeça da ancoragem tem que ser capaz de suportar toda a carga que terá que ser aplicada, incluindo alguns ajustes, se necessários e eventuais perdas.

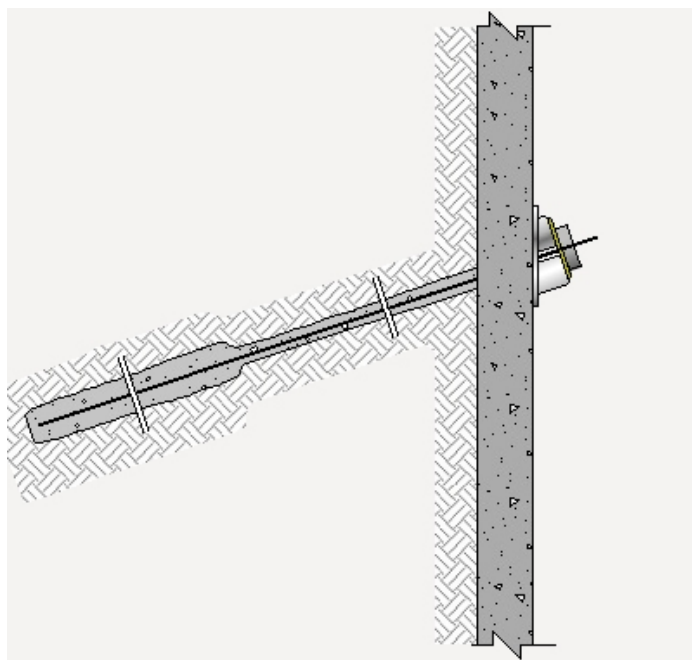


Figura 4.1: Pormenor de uma ancoragem.

A partir da cabeça da ancoragem desenvolve-se um troço livre, habitualmente designado por comprimento livre, que termina no bolbo de selagem. Ao longo do comprimento livre a armadura da ancoragem está protegida por um tubo, o qual também contém no seu interior outros tubos, de pequena secção, que integram o sistema de injeção e que se prolongam até ao interior do que virá a ser o bolbo de selagem. Na extremidade inclusa situa-se o bolbo de selagem, que corresponde ao troço fixo ou de amarração da ancoragem. Este é construído procedendo a múltiplas operações de injeção de calda de cimento a alta pressão, com o objetivo de aumentar a área de contacto com o terreno e de melhorar a qualidade dessa ligação, garantindo assim a transmissão ao terreno do pré-esforço previsto para a ancoragem. O bolbo não deve ceder por arrancamento nem sofrer demasiadas deformações sob a ação de cargas de longa duração. Deverá ficar situado para além da superfície crítica de rotura do solo, definida por instalação de uma condição de equilíbrio limite na região do maciço a tardo da parede de contenção, pois, caso contrário, não será capaz de contribuir para suportar a estrutura de contenção de forma conveniente.

A armadura é usualmente constituída por barras, varões ou cabos, sendo este último o tipo de armadura mais frequente. Tratando-se de uma armadura de elevada resistência e capaz de suportar grandes esforços de tração, requer que seja protegida contra a corrosão com uma calda de cimento.

A ancoragem é realizada através da introdução da armadura num furo previamente aberto. O furo é em geral circular com 100 a 150mm de diâmetro, consoante a capacidade de carga pretendida para a ancoragem e o tipo de terreno. (Brito, 2001)

Outro aspecto favorável do recurso a ancoragens prende-se com o fato de não introduzirem constrangimentos, quer ao processo de construção, quer à circulação no espaço contido, sendo assim um processo construtivo muito seguro.

As principais desvantagens das ancoragens dizem respeito à mão de obra no processo construtivo, pois são significativamente onerosas e também de execução demorada, exigindo equipamento e pessoal especializado. Podem também ser limitadas pela existência de edifícios semi-enterrados nas proximidades. Os processos de furação e de criação do bolbo de selagem podem dar origem a estragos nos edifícios vizinhos.

4.2 Estimativa da capacidade de carga de uma ancoragem no solo

A melhor estimativa da capacidade de carga de ancoragens em solo é aquela determinada pela realização de ensaios prévios de ancoragem, construída com a mesma tecnologia e mão de obra no futuro local da obra, visto não ser teoricamente possível incorporar em métodos de cálculo a influência de vários fatores determinantes como o processo de perfuração, qualidade da mão de obra, o processo de injeção, etc.

De maneira geral os métodos disponíveis para determinação da capacidade de carga de ancoragens em solo consideram que a resistência ao cisalhamento desenvolvido na interface do solo-bulbo, sem consideração dos efeitos do processo construtivo e incluindo a influência do procedimento de injeção de modo apenas qualitativo.

A norma brasileira NBR-5629 recomenda para a estimativa preliminar da capacidade de carga limite de ancoragem o uso das seguintes expressões:

$$\text{Solos granulares} \quad T_{\max} = \sigma'_z \cdot U \cdot L_b \cdot K_f \quad (4)$$

$$\text{Solos coesivos} \quad T_{\max} = \alpha_0 \cdot U \cdot L_b \cdot S_u \quad (5)$$

onde :

T_{\max} capacidade de carga limite (ou última)

σ'_z tensão vertical efectiva no ponto médio de ancoragem

U perímetro médio da secção transversal do bulbo de ancoragem

L_b comprimento do bulbo de ancoragem

K_f coeficiente de ancoragem, dado na tabela 4.1

α_0 coeficiente redutor da resistência ao cisalhamento não drenada S_u

$\alpha_0 = 0,75$ para $S_u \leq 40$ kPa e $\alpha_0 = 0,35$ para $S_u \geq 100$ kPa

Quadro 4.1 – Coeficiente de ancoragem k_f para solo granulares (NBR-5629)

Solo	Capacidade		
	fofa	compacta	muito compacta
Silite	0,1	0,4	1,0
Areia fina	0,2	0,6	1,5
Areia média	0,5	1,2	2,0
Areia grossa e pedregulho	1,0	2,0	3,0

Este método não leva em consideração efeitos da pressão injeção. A NBR-5629 admite que para a execução do bulbo de ancoragem a injeção da calda de cimento pode ser do tipo simples com fluxo ascendente e em fase única ou através de válvulas e em fases sucessivas, a critério da empresa executora, desde que sejam garantidos o preenchimento total do furo aberto no solo e a capacidade de carga prevista para a ancoragem.

4.3 Dimensionamento das ancoragens

O dimensionamento de uma ancoragem protendida envolve a investigação dos aspectos geométricos de ancoragem, como inclinação e comprimento total. Em relação à inclinação dos tirantes, o ideal seria que fossem horizontais já que a componente horizontal da tração na ancoragem é a componente eficaz de protensão. Problemas relacionados com a execução do furo e a introdução da calda de cimento tornam inconvenientes valores menores do que a 10 a 15°. Em certos casos, no entanto, a inclinação adotada pode ser substancialmente superior, podendo atingir valores entre 20 e 45° (Matos Fernandes, 1990) devido à presença de obras (fundações, escavações, dutos enterrados, etc) nas vizinhanças da cortina que condicionam a inclinação das ancoragens ou, em outras situações, porque o solo de ancoragem pode estar situado a profundidades muito abaixo das estabelecidas para as cabeças dos tirantes, o que implica na alternativa de aumentar o comprimento da ancoragem ou majorar o ângulo de inclinação dos tirantes.

Quanto ao aspecto do comprimento total da ancoragem, os requisitos aconselháveis estão ilustrados na figura 4.2(Littlejohn, 1972; Ostermayer, 1976) e incluem :

- Os bulbos de ancoragens devem estar situados fora da cunha do empuxo ativo do solo suportado pela cortina ancorada
- As profundidades dos bulbos devem ser de 5m a 6m abaixo da superfície do terreno, ou de 3m abaixo das fundações de edifícios. Esta recomendação é baseada nos efeitos na superfície do terreno ou nos elementos de fundação das elevadas pressões de injeção para a formação dos bulbos de ancoragem.
- O espaçamento mínimo entre os bulbos de ancoragem deve ser da ordem de 1,5 m de modo a minimizar a interferência entre ancoragens, ocasionando eventuais reduções da capacidade de carga do grupo de ancoragens. Pinelo (1980), utilizando o método dos elementos físicos, recomendou utilizar os espaçamentos mínimos indicados na figura 4.2
- O comprimento livre não deve ser inferior a 5m – 6m, de modo que as tensões transmitidas ao solo através do bulbo de ancoragem não ocasionem significativos aumentos da pressão de contato sobre a cortina
- Comprimentos de bulbo inferiores a 3m não são aconselháveis. O valor final depende da capacidade de carga desejável na ancoragem

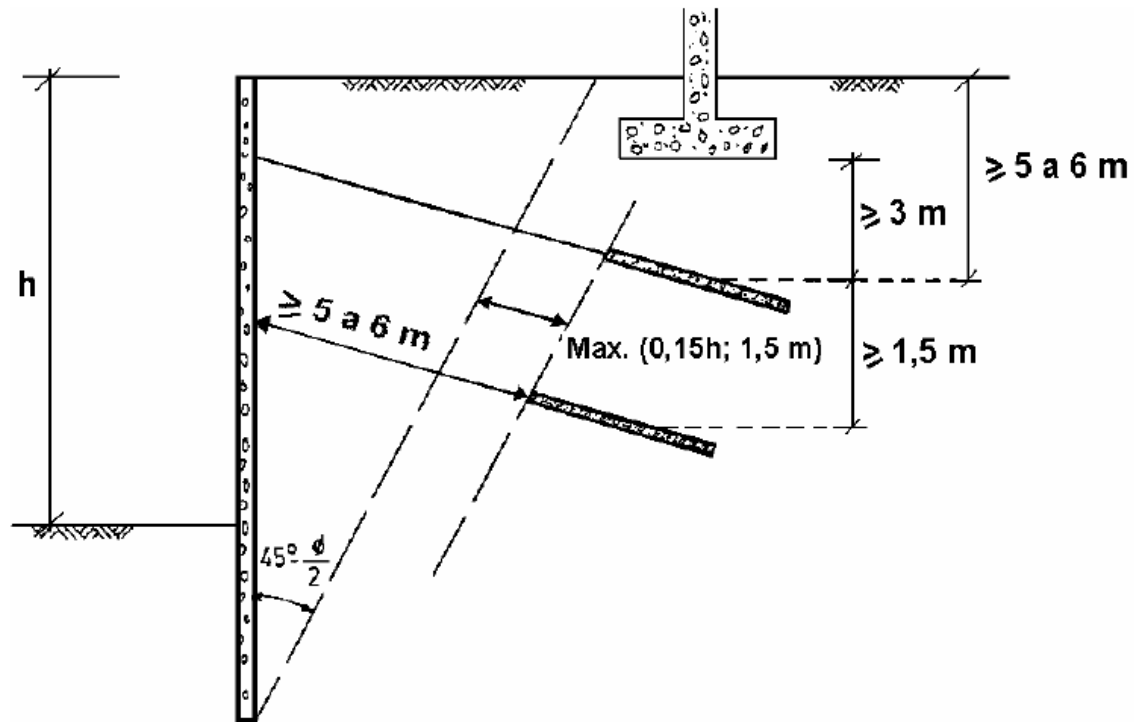


Figura 4.2 – Aspectos do dimensionamento de cortinas ancoradas (Littlejohn, 1972; Ostermayer, 1976)

5 - Processo construtivo de uma parede diafragma moldada

As paredes moldadas no solo são também conhecidas como paredes contínuas ou paredes diafragma. Estas paredes são, resumidamente, cortinas concretadas numa trincheira aberta no terreno cuja instabilidade das paredes é controlada com o auxílio de lama estabilizante (betonítica ou polímero).

Para a execução da parede diafragma são realizadas várias operações que interligam-se entre si e cada uma deve ser planejada com antecedência para que não haja imprevistos.

Podemos destacar as seguintes fases do processo construtivo:

- 1) – Execução da mureta guia;
- 2) – Fabricação da lama;
- 3) – Escavação;
- 4) – Troca da lama;
- 5) – Colocação da armadura;
- 6) – Concretagem.

5.1 – Execução da Mureta Guia

A execução da parede diafragma é precedida pela execução de muretas guias, que tem por objetivo:

- definir o caminhamento da parede, servindo de guia para a ferramenta de escavação “clamshell”
- impedir o desmoronamento do terreno próximo a superfície devido a grande e permanente variação do nível de lama; devido a entrada e saída do clamshell na escavação;
- Garantir uma altura de lama compatível com o nível do lençol freático ($h \geq 2,00\text{m}$).

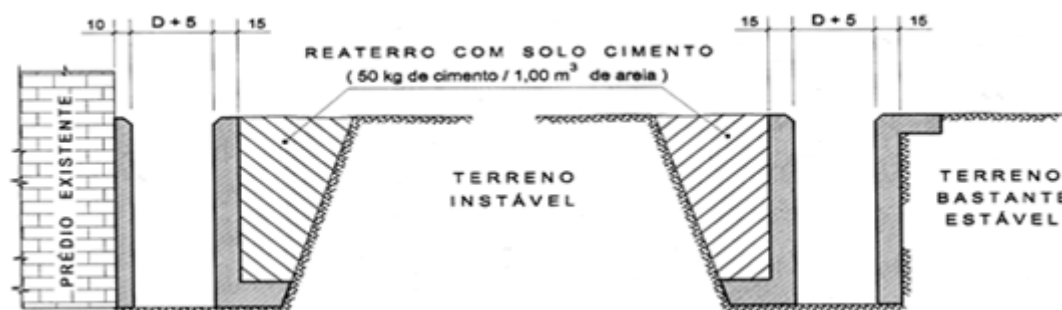


Figura 5.1 – Mureta Guia

5.2 – Fabricação da lama betonítica

A lama é preparada numa instalação especial denominada central de lama. A mistura é feita no misturador de alta turbulência. A lama usada é uma suspensão de bentonita que apresenta um inchamento muito acentuado quando na presença de água, por isto antes da utilização da lama na escavação é necessário um período de pelo menos 12 horas para que seja atingido o total inchamento da bentonita. Este tempo é chamado “maturação”. Durante a maturação da lama, esta, deve ser mantida em agitação.

A lama deve ir até o local da escavação usando-se tubulações metálicas com engate rápido ou mangueiras de plástico rígido. No local de escavação, faz-se a substituição do terreno por lamas para evitar o fecho da abertura com desmoronamentos.

A bentonita (montmorilonita de sódio), que apresenta propriedades trixotrópicas, ou seja, tem um comportamento fluido quando agitada, mas é capaz de formar um gel quando em repouso. Para usar bentonita no processo de fabrico de paredes moldadas no solo, as suas características e grau de contaminação por partículas de solo em suspensão devem ser controladas logo após a mistura, durante o seu fornecimento na trincheira e imediatamente antes da concretagem. A Federation of Piling Specialists (FPS, 1975) recomenda o seguinte controle da lama bentonítica para fornecimento na trincheira:

Quadro 5.1

Item a ser medido	Limite dos resultados a 20°C	Método de ensaio
Peso específico γ	< 1,1 (g/ml)	Balança de densidade de lama
Viscosidade v	30m ² /s – 90 (s)	Cone Marsh
Resistência ao cisalhamento (resistência do gel de 10 min)	1,4 – 10 (N/m ²)	Shearometer
pH	9,5 – 12	Papel indicador

Terminada a fase de escavação, a lama que se encontra dentro da vala escavada apresenta muitas vezes, grande quantidade de sólidos (grão de areia) em suspensão (25% a 30%).

Na fase de concretagem a lama deve possuir um teor máximo de areia da ordem de 3% em volume, tendo em vista que um teor de areia elevado pode acarretar o perigo de misturar as partículas de areia contidas na lama com o concreto. A lama que fica em contato direto com o concreto é contaminada pelo hidróxido de cálcio, o que provoca um aumento da viscosidade, da resistência do gel, da perda do fluido e do pH, em alguns casos chega a provocar a floculação da lama. O tratamento da lama neste caso exige a utilização de aditivos especiais que exigem para sua aplicação a complementação de outros aditivos na sua maioria importados; na prática, como o volume de lama contaminado pelo concreto é pequeno a melhor solução consiste em deitá-la fora.

Se estas condições não forem respeitadas deve ser procedida a troca da lama utilizada durante a escavação.

5.3 – Colocação da armadura

Seguidamente, inicia-se a colocação da armadura (pré-montada) da parede na escavação realizada. A introdução da armadura exige pericia por parte do manobrador da grua e restantes trabalhadores envolvidos. A armadura deverá ficar centrada na vala para que, no processo de betonagem, o aço não fique em contacto com o terreno e consequentemente sem recobrimento, o que causaria efeitos de corrosão.

A armadura é constituída por barras longitudinais e estribos montados em forma de gaiolas. A gaiola da armadura é içada e mergulha na escavação cheia de lama bentonita com auxílio de guindaste auxiliar.

Em função da operação de manobra e içamento é indispensável que a gaiola da armadura tenha ferros de enrijecimento para garantir a sua rigidez, bem como com alças de içamento e posicionamento da mesma após o mergulho na escavação.

No detalhamento do projeto das gaiolas das armaduras deve sempre ser levado em conta que a concretagem é submersa, por isto os ferros longitudinais devem ter espaçamento mínimo de 10 cm e um recobrimento mínimo de 4 cm para garantir um perfeito envolvimento pelo concreto; bem como no trecho central da gaiola deve ser previsto um espaço de 30 cm a 60cm para a descida do tubo de concretagem.

O recobrimento das barras longitudinais deve ser assegurado por meio de roletes espaçadores colocados a cada 3 cm² de área e em ambos os lados das gaiolas da armadura.

5.4 – Concretagem

O processo de concretagem utilizado na execução das paredes diafragma é o submerso, ou seja, aquele executado de baixo para cima de uma maneira contínua e uniforme.

Tal processo necessita de uma técnica especial apropriada afim de não permitir a mistura do concreto, que vai sendo lançado, com a lama bentonítica existente na escavação.

O processo consiste em mergulhar um tubo de concretagem – tremonha – constituído por elementos emendados por rosca até o fundo da escavação. Para evitar que a lama, que se encontra dentro do tubo, se misture com o concreto lançado, coloca-se uma bola no interior do tubo que funcionando como um êmbolo que expulsa a lama pelo peso próprio da coluna de concreto.

O concreto é lançado através de funil colocado na extremidade superior da tremonha. A medida em que o concreto vai sendo lançado na tremonha e penetra na escavação pela parte inferior, a lama tixotrópica sendo menos densa vai subindo a qual é recolhida por intermédio de bombas que a conduzem aos tanques de acumulação na central de lama.

O tubo da tremonha a medida que o concreto vai subindo dentro da escavação, vai sendo levantado, tendo-se o cuidado, deixar a extremidade sempre mergulhada no concreto com um comprimento de no mínimo 2,00m.

O fornecimento do concreto deve ser contínuo e não deve permitir interrupção por período de tempo superior a 20 minutos o que pode acarretar danos à continuidade do fuste concretado da parede.

A concretagem deve ser levada até uma cota superior a cota prevista da ordem de 30 cm a 50 cm para o arrasamento da parede, porque o concreto que se encontra em contato com a bentonita apresenta uma baixa resistência a compressão o qual deverá ser removido posteriormente durante o preparo do topo da parede para execução da viga de coroamento.

O concreto utilizado na concretagem submersa tem como característica principal uma alta plasticidade – slump test entre 18 a 22. O consumo de cimento mínimo é de 400kgf / m³ e os agregados utilizados são areia e brita 1 . Normalmente se utiliza um aditivo – Plastment VZ – cuja finalidade é dar maior trabalhabilidade ao concreto e retardar o início da pega do concreto.

O traço normalmente utilizado do concreto para o rendimento de 1,0 m³ é o seguinte:

Quadro 5.2 – Traço do concreto da parede moldada

COMPONENTES	EM PESO	EM VOLUME
Cimento Portland	400 kgf	290,0 litros
Areia	720 kgf	570,0 litros
Brita nº 1	980 kgf	630,0 litros
Água	240 litros	240,0 litros
Plastiment VZ	1,2 litros	1,2 litros

Posteriormente, inicia-se a demolição dos muros guia e inicia-se a primeira fase de escavação no intradorso da parede betonada. Depois pode-se executar um primeiro nível de ancoragens, para minimizar os deslocamentos da parede no sentido do interior da escavação se assim estiver projetado. De seguida escava-se até ao nível seguinte e assim sucessivamente até à cota definida em projeto. Dependendo do tipo de obra, poder-se-á proceder à regularização da parede moldada já que podem existir defeitos ou bolsas de ar decorrentes da substituição de betonite por betão. Devem ser corrigidos e colmatados eventuais pontos de entrada de água, evitando também que as armaduras entrem em processo de corrosão. Também na face exterior da parede poderão existir esses defeitos mas estes ficarão por corrigir.

5.5 – Instrumentos de escavação

Para executar uma parede moldada recorre-se a processos especiais de escavação. Esta executa-se de forma linear com recurso a um balde de maxilas mais conhecido como “clamshell” ou com recurso a fresa (hidro-fresa) que escava porções do terreno para posterior betonagem. Atualmente, a tendência é realizar este tipo de escavações com “clamshell” porque os processos de circulação inversa contaminam a lama e são menos eficientes na remoção de material. O instrumento de escavação “clamshell”, hidráulico ou a cabos pode ser montado em haste telescópica ou suspenso por cabos (figura).



Figura 5.2 – Diafragmadora com Clamshell

A altura, largura e profundidade das paredes moldadas dependem de cada obra e das características do solo. O valor mínimo da largura será definido pela largura do aparelho de escavação, enquanto a máxima será proporcional à natureza do terreno e às solicitações.

Em regra, pela exigência no rigor da construção, o betão deverá obedecer a determinados parâmetros adaptados às condições de utilização em obra. Desde logo, deverá possuir plasticidade suficiente para uma eficiente aplicação no terreno. Deverá também comportar-se como um fluido pesado, já que é a diferença de densidades que permitirá expulsar corretamente a betonita da vala. O seu tempo de presa deve ser suficientemente longo para permitir a execução de um painel completo e deve ser estável durante toda a betonagem. A mistura requer coesão suficiente para não perder a goma ou desintegrar-se sob a ação do peso próprio. Os requisitos de premeabilidade têm também elevada relevância e devem responder eficientemente aos objetivos da obra.

6 - Modos de Rotura do solo

A rotura de estruturas de contenção flexíveis depende muito do comportamento das ancoragens. A transferência de carga suportada pelo tirante para o maciço de solo através de interações na interface solo-bulbo resulta num acréscimo de tensões normais efectivas do solo e consequentemente no aumento da resistência ao cisalhamento e do fator de segurança contra a rotura.

No projecto de uma cortina atirantada, a hipótese básica é que as forças horizontais geradas pelas pressões de contacto do solo sobre a estrutura devem ser equilibradas pelos tirantes. A tendência de uma cortina é naturalmente, mover-se para o interior da escavação, introduzindo recalque do solo junto à superfície do terreno. A protensão da primeira linha de tirantes pressiona porém a cortina contra as paredes da escavação, fixando-a no ponto de ancoragem. Com o avanço da escavação, a estrutura tende agora a girar ao redor da primeira linha de ancoragem causando deslocamentos laterais no novo nível de escavação. Estes deslocamentos serão novamente restringidos por uma outra linha de ancoragem ou pelo próprio embutimento da cortina no solo de fundação (ficha).

De acordo com Bakker (2000), as roturas nas estruturas de contenção flexíveis podem ser classificadas de dois modos:

1. Rotura estrutural: rotura da ancoragem ou rotura da parede, que consiste no desenvolvimento de rótulas plásticas na parede;
2. Rotura do solo.

É de notar que a rotura estrutural implica uma rotura do solo, no entanto o contrário por vezes não é verificado.

A rotura estrutural pode acontecer de diversos modos, nomeadamente:

- Formação de uma rótula plástica perto da base da parede. Possível de ocorrer durante a construção, antes da protensão das ancoragens (Figura 6.1.a);
- Rotura da ancoragem, o que provoca a rotura do solo. Pode ocorrer se os componentes do sistema atirantado forem inadequados ou devido à ocorrência de sobrecargas não previstas em projeto (Figura 6.1.b);
- Rotura da ancoragem, o que provoca uma deformação no solo e a formação de uma rótula plástica perto da base da parede. Pode ocorrer devido aos mesmos motivos expostos na situação anterior (Figura 6.1.c);
- Formação de uma rótula plástica na zona de descontinuidade, provocando a rotura do solo e posteriormente a rotura de toda a parede. Pode ocorrer devido a um dimensionamento estrutural inadequado à flexão ou ao punsionamento das ancoragens (Figura 6.1.d);
- Formação de duas rótulas plásticas uma perto da base da parede e outra na zona de descontinuidade. Pode ocorrer devido aos mesmos motivos expostos na situação anterior (Figura 6.1.e).

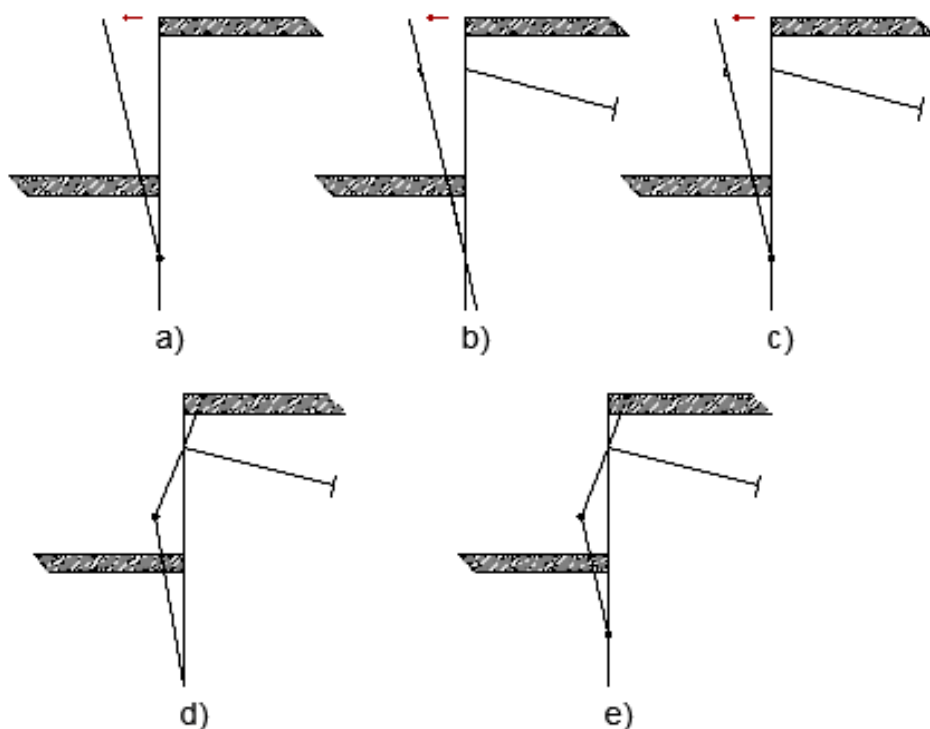


Figura 6.1 (a,b,c,d, e) - Mecanismos de rotura estrutural

Quando a parede não tem capacidade para segurar o terreno no tardoiz poderá dar-se ainda uma rotura generalizada da estrutura das seguintes formas:

- Punsionamento da base - quando o solo de fundação que suporta a base da cortina tem baixa capacidade de suporte com um índice de resistência à penetração $N_{spt} < 10$ (Figura 6.2.a);
- Ruptura global - quando existe uma camada de solo fraco abaixo do nível de escavação (Figura 6.2.b);
- Ruptura em cunha - tem maior risco de ocorrência durante o processo de escavação (Figura 6.2.c).

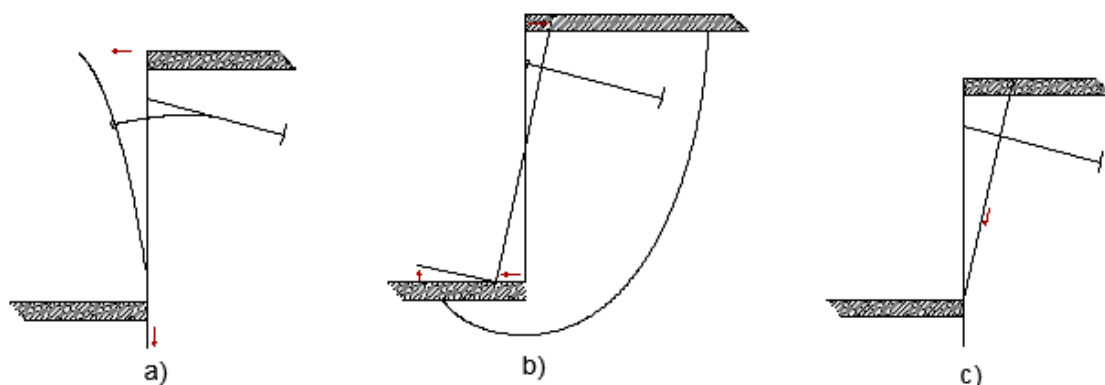


Figura 6.2 - Mecanismos de rotura do solo.

7 - Métodos de dimensionamento das paredes

As estruturas de suporte flexíveis com um apoio estrutural perto do topo, designadas por estruturas de suporte monoapoiadas podem constituir soluções atractivas para o suporte de escavações quando estas não se situam perto de estruturas e infra-estruturas particularmente sensíveis aos movimentos do terreno.

A estabilidade das cortinas monoapoiadas depende das tensões desenvolvidas ao longo da altura enterrada e da reacção no apoio estrutural. O cálculo desta altura enterrada, bem como dos esforços na cortina é usualmente efectuado com base em métodos de equilíbrio limite (Vieira, 1997).

O dimensionamento de estruturas de suporte monoapoiadas é frequentemente baseado em cálculos aproximados de equilíbrio limite, sendo aplicado um coeficiente de segurança para assegurar a estabilidade e para reduzir os movimentos do solo e os deslocamentos da estrutura a níveis aceitáveis. Os métodos clássicos de cálculo para cortinas monoapoiadas têm em consideração os seguintes aspectos (Matos Fernandes, 1983):

- Existência de ambos os lados da cortina de estados de equilíbrio limite;
- A cortina é apoiada na ancoragem (ou escora) e no seu pé, neste caso, o apoio admitido é um apoio simples;
- A cortina é analisada como uma viga solicitada pelas pressões do solo.

Os métodos clássicos diferem essencialmente no tipo de apoio que admitem no pé da cortina e na forma como é introduzida a segurança.

Um dos métodos de cálculo mais utilizados é aquele que considera um apoio simples no pé da cortina (“Free-earth support method”). Neste método as condições impostas pelo solo à parte enterrada da cortina não são suficientes para produzir nesta momentos negativos, o que equivale a considerar um apoio simples no pé da cortina.

Admite-se que se estabelece o estado de equilíbrio limite activo atrás da cortina e que a resistência passiva do solo em frente a esta é totalmente mobilizada. A altura enterrada mínima é determinada por forma a assegurar o equilíbrio de momentos das pressões activas e passivas em relação ao ponto de apoio da cortina. Conhecida a geometria da cortina e a distribuição de pressões de terras é possível determinar a força que o apoio recebe, através de uma equação de equilíbrio em termos de forças horizontais. Com o conhecimento da totalidade das forças aplicadas à cortina determina-se o diagrama de momentos flectores e o respectivo valor máximo.

Por sua vez, o método clássico que considera o encastramento do pé da cortina (“Fixed-earth support method”) considera que as condições impostas pelo solo à parte enterrada da cortina são suficientes para produzir nesta momentos flectores negativos. Admitindo portanto o encastramento do pé da cortina. Esta situação só ocorre quando temos fichas longas.

Neste trabalho, adoptou-se ainda um outro método que considera o apoio oferecido pelo solo no trecho da parede abaixo do fundo da escavação (ficha) como um sistema de molas.

No entanto, a única abordagem que consegue analisar todos os aspectos do projecto de uma escavação em simultâneo é usando o Método dos Elementos Finitos. Mais à frente será feita uma análise de estabilidade com o programa Plaxis.

8 Projeto da parede diafragma do canal de acesso ao estaleiro do Açú

A imagem seguinte retrata a estrutura da parede em análise.

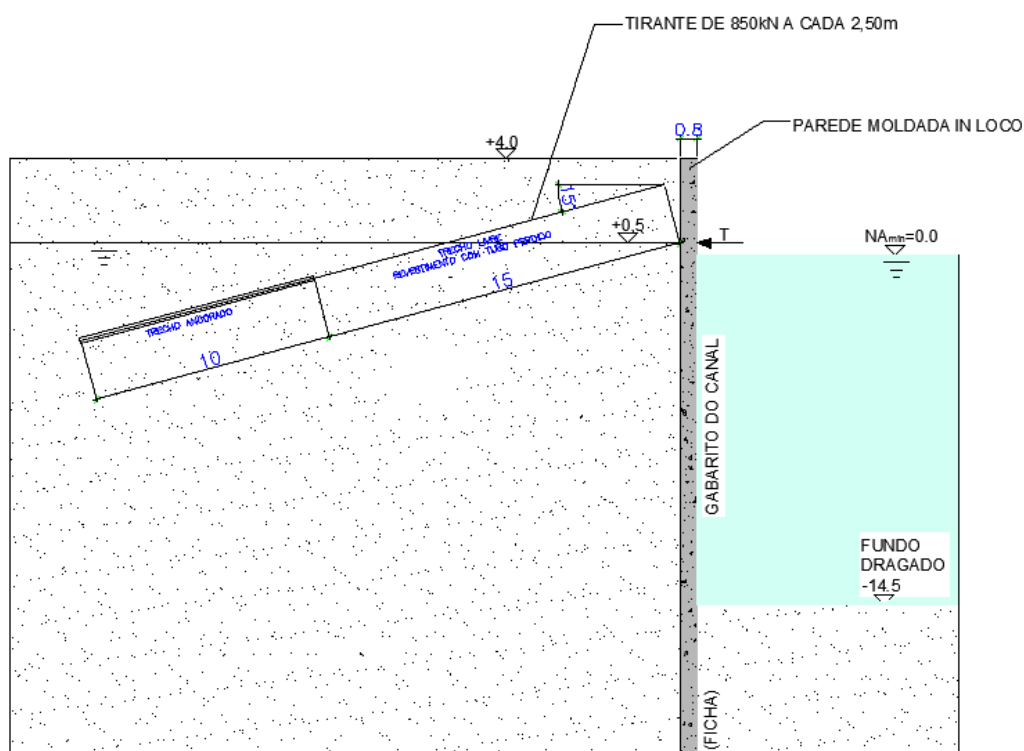


Fig 7.1 – Parede do Canal

8.1 – Critérios gerais de dimensionamento

A execução deste projeto foi baseada no respeito de regulamentação nacional e estrangeira em vigor, nomeadamente:

- Norma ABNT – NBR 8681/2003 – Ações e segurança nas estruturas – Procedimento;
- Norma ABNT – NBR 6118/2007 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento;
- Norma ABNT – NBR 6122/2010 – Projeto e execução de fundações – Procedimento;
- Norma ABNT – NBR 5629/1996 – Execução de tirantes ancorados no terreno – Procedimento;
- Norma ABNT – NBR 9061/1985 – Segurança de escavação a céu aberto

8.2 – Materiais Utilizados

- Concreto f_{ck} 25MPa
- Aço para parede: CA50
- Aço para tirantes: CP190RB

9 - Análise de estabilidade – Métodos Clássicos

Neste cálculo simplificado, todas as camadas são supostas com o comportamento drenado, o que representa a condição de longo prazo, que é crítica nas escavações de canais. Neste tipo de obra, há uma redução de tensões no solo sob o fundo do canal, em consequência da escavação, o que faz com que, com o tempo, este solo absorva água, vindo a apresentar um comportamento de longo prazo crítico. O procedimento adotado aqui neste cálculo, supondo um solo arenoso nos dois lados da parede corresponde a situação mais desfavorável. De acordo com a expressão 4, as pressões da terra até ao nível da água são dadas por $K_a \gamma z$ e, a partir do nível da água no sentido crescente de z as pressões são dadas por $K_a \gamma' z$. Para calcular os impulsos foi usada a expressão 5. A figura a seguir representa os empuxos do solo para uma verificação de estabilidade:

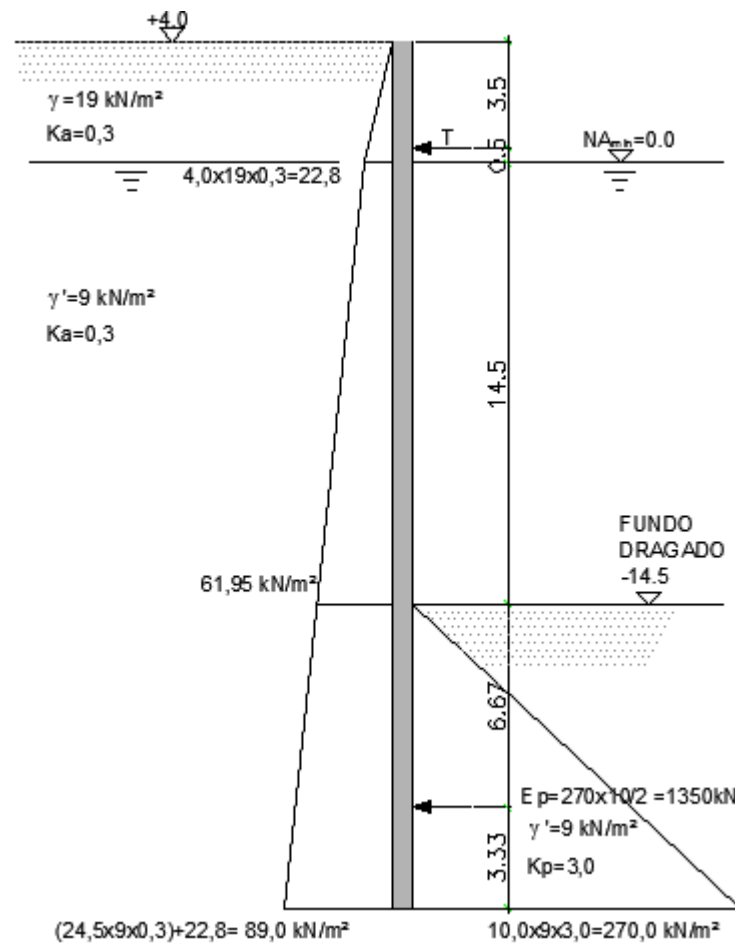


Figura 9.1 – Modelo adoptado com os calculos do empuxo passivo e ativo

Nesta obra considerou-se uma ficha curta e portanto na modelação da estrutura com o programa STRAP 2009 adotou-se o método do apoio livre no solo da seguinte forma:

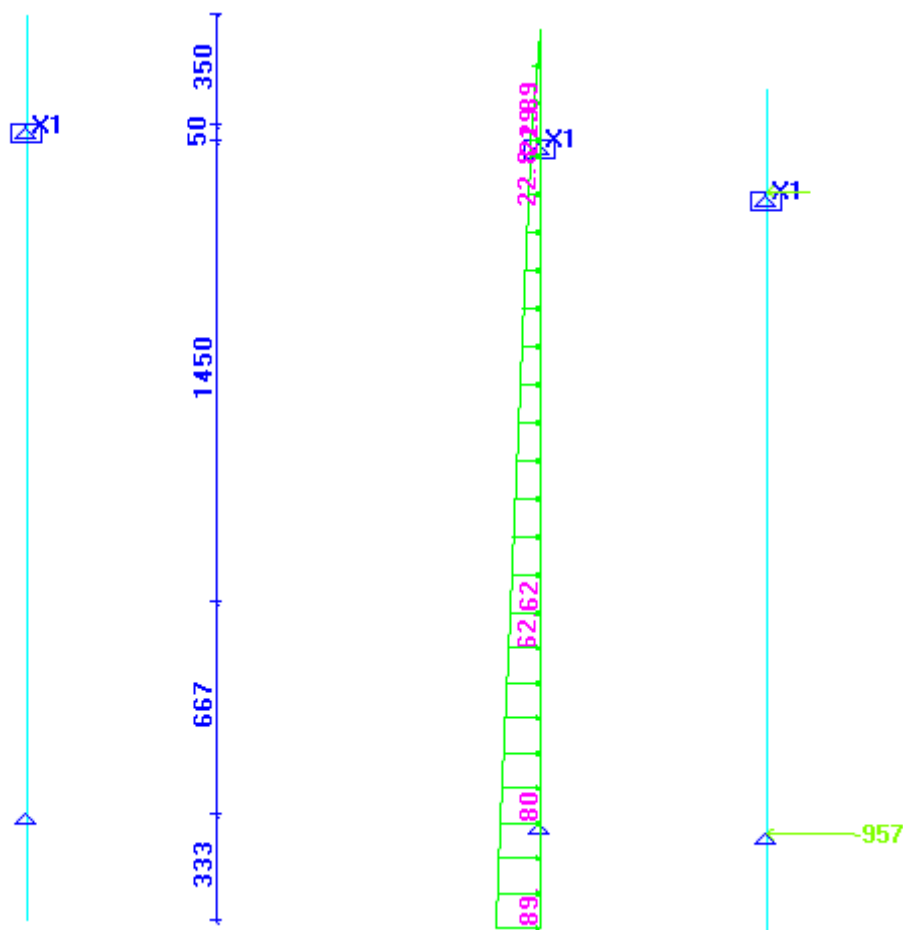


Figura 9.2 - Modelo estrutural / Carregamento (kN/m) / Reações nos apoios (kN)

Calculadas as reacções nos apoios procede-se ao cálculo do fator de segurança. O fator de segurança é fornecido pela razão entre o empuxo passivo disponível e a reacção no apoio dada nos resultados do modelo estrutural realizado com o programa Plaxis 2009. Assim sendo, temos o seguinte fator de segurança:

$$FS = \frac{1350}{957} = 1,41$$

10 - Análise para determinação de esforços

Para determinar os esforços na parede e nos tirantes considerou-se um maciço homogéneo em condições drenadas e com um ângulo de atrito ϕ de 30 °, de modo a simular a gama mais comum de solos granulares. A parede diafragma é de concreto e foi modelada no programa de análise estrutural STRAP 2009. A figura a seguir apresenta o muro e os valores considerados na modelagem realizada no programa. A análise dos esforços na parede é feita a duas dimensões. Visto que estão previstos deslocamentos na parede, foi considerado o estado limite activo. Nesta situação, optou-se por adoptar um método que considera o apoio oferecido pelo solo na ficha como um sistema de molas.

O apoio do terreno será simulado por intermédio de molas com um coeficiente de Winkler, K_h proporcional ao módulo de deformabilidade, E_s , do horizonte geotécnico em análise. O coeficiente de Winkler consegue-se com a dedução da fórmula da Teoria da Elasticidade para recalques:

$$w = qB \frac{1-\nu_s^2}{E_s} I_s \quad (6)$$

$$k_h = \frac{q}{w} \quad (7)$$

$$K_h = E_s \div [B \times (1 - \nu_s^2) \times I_s] \quad (8)$$

em que B corresponde à profundidade do trecho da ficha (12m), ν_s é o coeficiente de Poisson e I_s é um coeficiente função da geometria da fundação e se considera igual a 7 (Perloff, 1975). A favor da segurança foram considerados os seguintes parâmetros:

$$E = 750MPa$$

$$\nu = 0,3$$

$$\gamma = 19kN/m^3$$

$$\gamma' = 9kN/m^3$$

$$K_a = tg^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$K_a = 0,3$$

Assim sendo,

$$K_h = 750 \div [12 \times (1 - 0,3^2) \times 7] \approx 10000kN/m^3$$

No programa foram consideradas molas de $K=5.000kN/m$ espaçadas a cada 50cm na região inferior da estaca. Simula-se também a ancoragens, por intermédio de um apoio na cota correspondente.



Fig 10.1 - Modelo estrutural – Geometria

De acordo com a expressão 4, as pressões da terra até ao nível da água são dadas por $K_a \gamma z$ e, a partir do nível da água no sentido crescente de z as pressões são dadas por $K_a \gamma' z$. É desprezada a acção do empuxo passivo na ficha, ficando assim do lado da segurança.

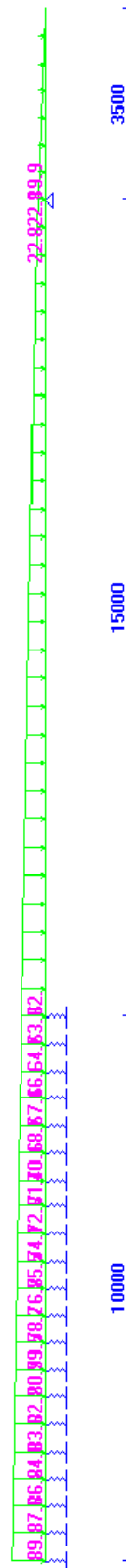


Figura 10.2 - Carregamento (pressão do solo) (kN/m)

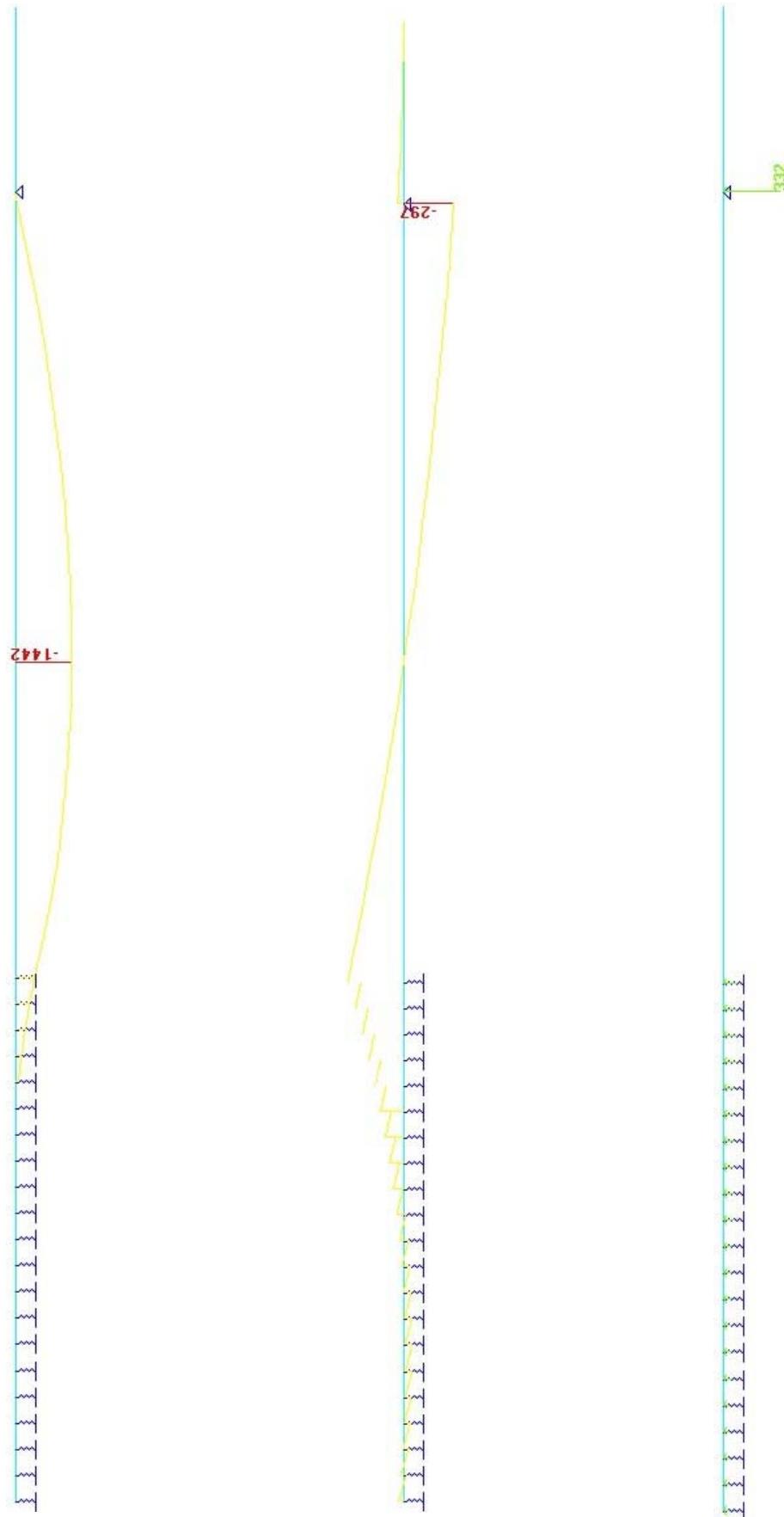


Figura 10.3 - Digrama de Momento Fletor (kNm) ; Diagrama de esforço transverso (kN);
Reações no tirante e nas molas (kN)

11 - Pré-dimensionamento

Com os resultados do modelo simplificado procede-se a um pré-dimensionamento da estrutura. A análise é feita equiparando uma secção da parede a uma viga rectangular. A armadura necessária numa viga com um momento positivo de cálculo de $1442 \times 1.4 \times 2.5 = 5047 \text{ kN/m}$ e um esforço de corte de cálculo no valor de $297 \times 1.4 \times 2.5 = 1040 \text{ kN/m}$ é calculada, segundo a NBR6118-2007 pela seguinte forma:

Dimensionamento - Viga Retangular:

Dados Iniciais:

GEOMETRIA:

$$\begin{aligned} b &:= 200 \text{ cm} & h &:= 80 \text{ cm} & c &:= 7 \text{ cm} & c' &:= 7 \text{ cm} \\ d &:= h - c & d &= 73 \text{ cm} & d' &:= h - c' & d' &= 73 \text{ cm} \\ A_c &:= b \cdot h & A_c &= 16000 \cdot \text{cm}^2 \end{aligned}$$

AÇO:

$$\begin{aligned} f_{yk} &:= 500 \text{ MPa} & f_{yd} &:= \frac{f_{yk}}{1.15} & f_{yd} &= 435 \text{ MPa} \\ f_{ywk} &:= f_{yk} & f_{ywd} &:= \frac{f_{ywk}}{1.15} & f_{ywd} &= 435 \text{ MPa} \end{aligned}$$

CONCRETO:

$$\begin{aligned} f_{ck} &:= 40 \text{ MPa} & f_{cd} &:= \frac{f_{ck}}{1.4} & f_{cd} &= 28571.43 \text{ kPa} \\ f_{ctm} &:= 0.3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2 \cdot 1 \text{ MPa}} & f_{ctm} &= 3.51 \text{ MPa} \\ f_{ctd} &:= \frac{0.70 f_{ctm}}{1.4} & f_{ctd} &= 1.75 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\alpha_v := \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}} \right) \quad \alpha_v = 0.84$$

$$\theta := 45^\circ \quad \text{ângulo da biela de concreto}$$

DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO SIMPLES:

ESFORÇO DE CÁLCULO:

Momento máximo positivo: $M_{d_{pos}} := 5047 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento máximo negativo: $M_{d_{neg}} := 500 \text{ kN}\cdot\text{m}$

CÁLCULO DA ARMADURA MÍNIMA:

Armatura mínima: $A_{smin} := \begin{cases} (0.150\% \cdot A_c) & \text{if } f_{ck} = 20 \text{ MPa} \\ (0.150\% \cdot A_c) & \text{if } f_{ck} = 25 \text{ MPa} \\ (0.173\% \cdot A_c) & \text{if } f_{ck} = 30 \text{ MPa} \\ (0.201\% \cdot A_c) & \text{if } f_{ck} = 35 \text{ MPa} \\ (0.230\% \cdot A_c) & \text{if } f_{ck} = 40 \text{ MPa} \\ (0.259\% \cdot A_c) & \text{if } f_{ck} = 45 \text{ MPa} \\ (0.288\% \cdot A_c) & \text{if } f_{ck} = 50 \text{ MPa} \end{cases}$

$$A_{smin} = 36.80 \cdot \text{cm}^2$$

CÁLCULO DA ARMADURA NECESSÁRIA:

ARMADURA INFERIOR:

$$k_{md} := \frac{M_{d_{pos}}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad k_{md} = 0.166$$

$$k_{md_{lim}} := \begin{cases} 0.272 & \text{if } f_{ck} \leq 35 \text{ MPa} \\ 0.228 & \text{otherwise} \end{cases} \quad k_{md_{lim}} = 0.228$$

$$VERIFICAÇÃO_{pos} := \begin{cases} \text{"Não precisa de armadura de compressão (As'=0)"} & \text{if } k_{md} \leq k_{md_{lim}} \\ \text{"Precisa de armadura de compressão (As' > 0)"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$VERIFICAÇÃO_{pos} = \text{"Não precisa de armadura de compressão (As'=0)"} \quad \text{VERIFICAÇÃO}_{pos}$$

$$k_x := \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \frac{k_{md}}{0.85}}}{0.80}$$

$$k_x = 0.27$$

$$x := k_x \cdot d$$

$$x = 19.98 \cdot \text{cm}$$

$$y := 0.8 \cdot x$$

$$y = 15.98 \cdot \text{cm}$$

$$k_z := 1 - 0.4k_x$$

$$k_z = 0.891$$

$$z := k_z \cdot d$$

$$z = 65.01 \cdot \text{cm}$$

$$A_s := \frac{M_{d_{pos}}}{d \cdot k_z \cdot f_{yd}}$$

$$A_s = 178.564 \cdot \text{cm}^2$$

$$Armatura_{pos} := \begin{cases} A_s & \text{if } A_s \geq A_{smin} \\ A_{smin} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$Armatura_{pos} = 178.56 \cdot \text{cm}^2$$

$$\phi_{pos} := 32\text{mm}$$

$$A(\phi_{pos}) := \frac{\phi_{pos}^2 \cdot \pi}{4} \quad A(\phi_{pos}) = 8.04 \cdot \text{cm}^2$$

$$n_{pos} := \frac{\text{Armadura}_{pos}}{A(\phi_{pos})}$$

$$\text{Número_de_barras}_{pos} := \text{ceil}(n_{pos})$$

$$\text{Número_de_barras}_{pos} = 23$$

O dimensionamento da armadura superior é desnecessário uma vez que quase não existem momentos negativos. Na parte superior da parede (do lado do solo) só é necessária a armadura mínima ($36,8 \text{ cm}^2$) e portanto adotou-se $12\phi 25$ que equivale a aproximadamente 58 cm^2 .

DIMENSIONAMENTO AO CORTANTE:

ESFORÇO DE CÁLCULO:

Cortante máximo: $V_d := 1040\text{kN}$

VERIFICAÇÃO DA COMPRESSÃO DIAGONAL DO CONCRETO:

$$V_{rd2} := 0.27 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d \quad V_{rd2} = 9460.8 \cdot \text{kN}$$

$$\text{VERIFICAÇÃO}_c := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \frac{V_d}{V_{rd2}} \leq 1 \\ \text{"NÃO PASSOU"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$\text{VERIFICAÇÃO}_c = \text{"OK"}$

CÁLCULO DA ARMADURA TRANSVERSAL DE ESTRIBOS (Estribos Verticais - $\alpha = 90^\circ$)

$$\phi_t := 10\text{mm} \quad A(\phi_t) = 0.79 \cdot \text{cm}^2$$

$$\text{Número de Pernas do Estribo} \quad n_p := 10$$

$$A_{sw} := n_p \cdot A(\phi_t)$$

$$V_{c0} := 0.6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d \quad V_{c0} = 1536.9 \cdot \text{kN}$$

$$V_{rd3} := V_d - V_{c0} \quad V_{rd3} = -496.86 \cdot \text{kN}$$

$$A_{sw_s} := \frac{V_{rd3}}{0.9 \cdot d \cdot f_{ywd}} \quad A_{sw_s} = -17.39 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{sw_min} := 0.2 \cdot b \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \quad A_{sw_min} = 28.07 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{sw_s} := \begin{cases} A_{sw_s} & \text{if } A_{sw_s} \geq A_{sw_min} \\ A_{sw_min} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$A_{sw_s} = 28.07 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$s := \min \left(\frac{A_{sw}}{A_{sw_s}}, \begin{cases} \min(0.6 \cdot d, 30\text{cm}) & \text{if } V_d \leq 0.67 \cdot V_{rd2} \\ \min(0.3 \cdot d, 20\text{cm}) & \text{otherwise} \end{cases} \right) \quad s = 28 \cdot \text{cm}$$

Com o programa Obliqua confirmou-se a possibilidade de adoptar $\phi 32$ na linha de armaduras longitudinais de baixo e $\phi 25$ na linha de armaduras longitudinais de cima conforme se pode ver pela figura 11.1:

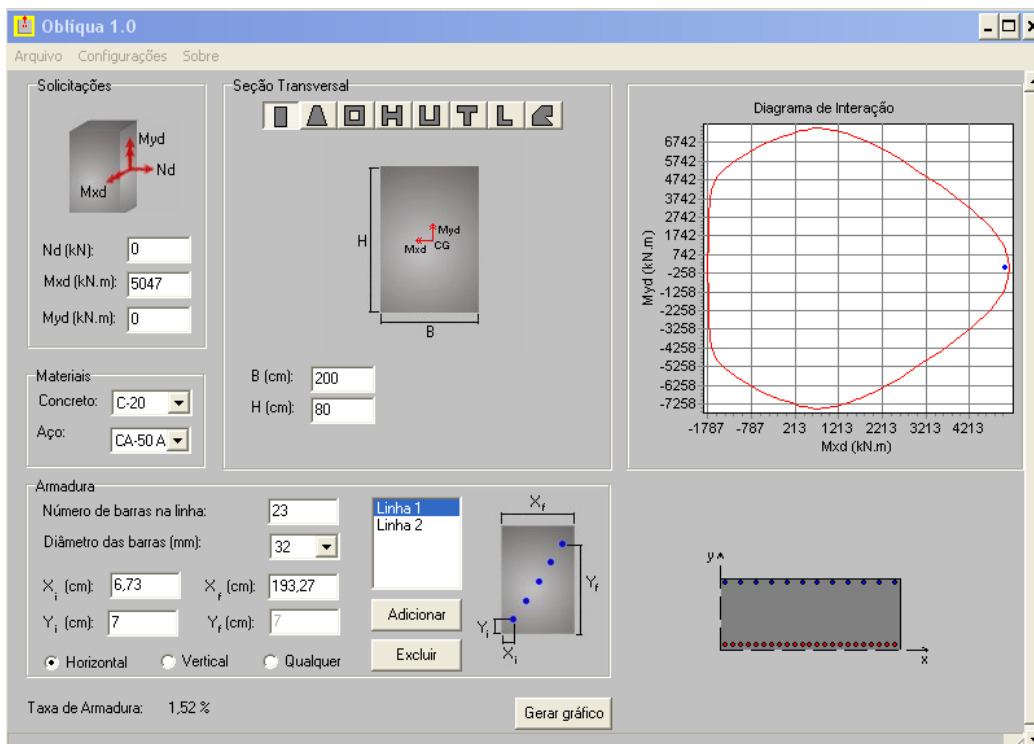


Figura 11.1 – Secção transversal de 1 m de desenvolvimento do muro

Assim sendo, a solução proposta prevê armadura longitudinal e estribos a cada 20cm de profundidade conforme a figura 11.2:

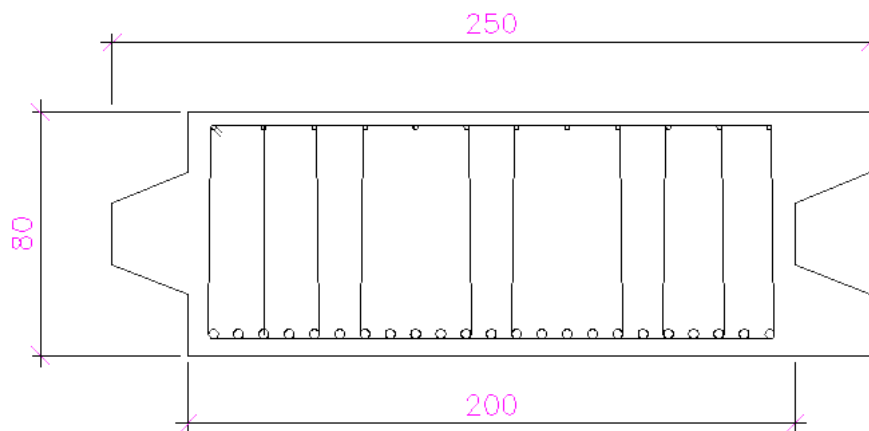


Figura 11.2 – Pormenor da secção do muro

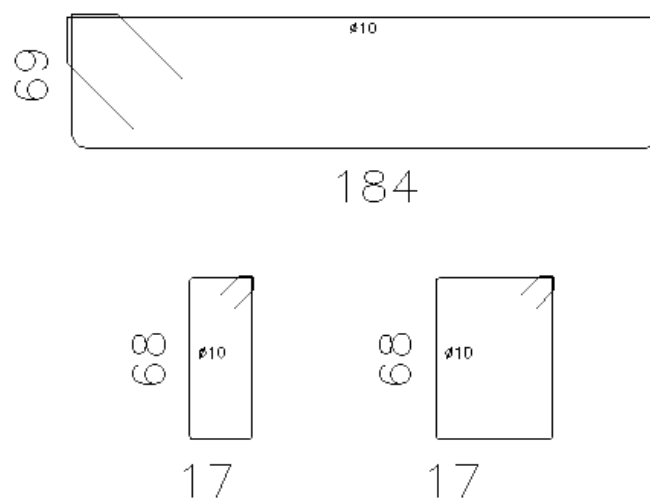


Figura 11.3 – Pormenor dos estribos do muro

12 - Análise de estabilidade global

A figura a seguir apresenta um estudo de estabilidade por Método de Equilíbrio Limite utilizando o programa GEOSLOPE. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos, indicados na figura, foram arbitrados a favor da segurança (são praticamente limites inferiores). O furo de sondagem utilizado nessa análise foi o A-17 (em anexo) modificado para gerar a situação mais desfavorável do solo.

O Fator de Segurança encontrado é de aproximadamente 1,5 pelo Método de Janbu (superfície poligonal). Foi imposto que a superfície crítica se situasse além da ancoragem do tirante. Observa-se que a superfície crítica é caracterizada, do lado arrimado, por uma cunha ativa, e do lado escavado, por uma cunha passiva, o que é típico deste tipo de problema.

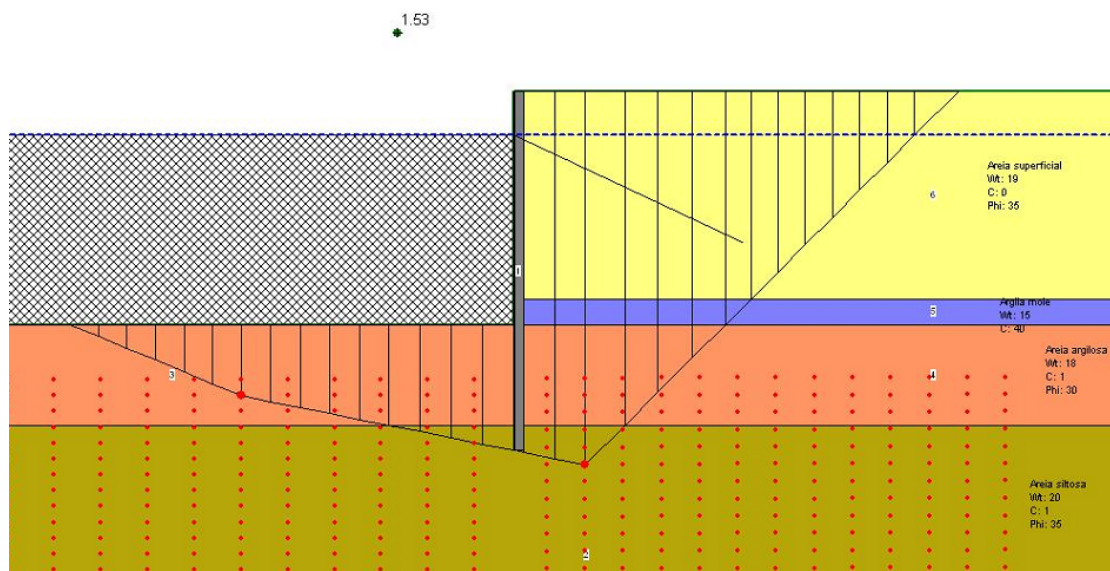


Figura 12.1 – Modelo GEOSLOPE

13 - Análise de estabilidade – Plaxis

O software Plaxis utilizado na modelação, fundamenta-se no método dos elementos finitos em duas dimensões. A malha existente no programa é unicamente triangular. Poder-se-á optar por dois tipos de configurações no que diz respeito ao número de nós. Por um lado pode-se utilizar a configuração de 6 nós por elemento ou, em alternativa, 15 nós por elemento.

A malha pode ser refinada em 5 níveis designados por muito grosseira, grosseira, média, fina e muito fina. Em alternativa, pode também optar-se por refinar a malha em zonas concretas do solo ou na interface solo-estrutura. No trabalho presente, a simulação que se vai efectuar aconselha que o refinamento da malha se faça junto ao perfil de sustentação das terras e ainda ao longo de toda a ancoragem. No entanto, e como se pretende um resultado global fiável e preciso, a malha de elementos finitos utilizada ao longo da secção foi bastante refinada em toda a área.

Quando se refina a malha, como é lógico, aumenta a densidade de elementos, com a consequente diminuição do tamanho dos elementos finitos. Os perfis da cortina são representados no PLAXIS recorrendo a elementos viga em que os parâmetros mais importantes são a rigidez à flexão EI, e a rigidez normal EA. Com a definição destes níveis de rigidez, o programa calcula a rigidez equivalente o perfil:

$$d_{eq} = \sqrt{12 \times \frac{EI}{EA}} \quad (9)$$

Onde E representa o módulo de elasticidade do perfil, I o momento de inércia na direcção requerida e A é a área da secção transversal do perfil.

As “plate” que, no programa, representam a cortina, são compostas por elementos de vigas com 3 graus de liberdade por nó. Destes graus, dois são translacionais (u_x, u_y) e o restante é rotacional no plano xy, (ϕ_z). Se se utilizar o elemento de solo constituído por 6 nós, então o elemento de viga terá 3 nós. Em alternativa, se a opção for por um elemento de solo de 15 nós, a viga terá então 5 nós. Tanto os esforços axiais como os momentos são calculados através das tensões nos pontos de Gauss.

Quando um elemento de viga possui 3 nós, este contém dois pares de pontos de tensão de Gauss, enquanto os elementos de viga de 5 nós contém o dobro dos pares de pontos de tensão, ou seja, 4. Para cada par, estes pontos são colocados a uma distância de $0,5 \times d_{eq} \times \sqrt{3}$ acima e abaixo da linha central do elemento. É importante notar que uma alteração na relação EI/EA induz uma mudança na espessura equivalente, d_{eq} , alterando assim as distâncias aos pontos de tensão. Assim, se os elementos da viga forem solicitados, haverá uma alteração no diagrama de momentos que pode não ser viável. Para precaver este facto, se as propriedades de um determinado material forem alteradas durante uma análise, por exemplo, numa fase construtiva, a razão EI/EA não se alterará. Pelo facto de ser muito

difícil homogeneizar em termos de elasticidade e inércia os dois materiais, opta-se, por simplificação, por considerar apenas as inércias dos perfis tendo em conta o espaçamento referido. Desta forma a rigidez desta cortina teórica é na verdade superior à da cortina real.

A análise foi efectuada em estado plano de deformação. A secção considerada está definida num plano vertical que é perpendicular as faces da escavação. Os horizontes geológicos foram considerados com um comportamento não drenado. Conforme as características de drenagem do solo, convém verificar a segurança a curto prazo e a longo prazo. No caso de solos argilosos a situação crítica é geralmente a curto prazo que corresponde a um cenário não drenado. À partida, nestes casos, a segurança aumenta com o tempo pois os excessos de pressão neutra vão-se dissipando e este fenómeno traduz-se num aumento das pressões efetivas e, consequentemente de resistência. Assim, a segurança é maior a longo prazo. Pelo contrário, nos solos arenosos de drenagem rápida, a condição crítica é a longo prazo e basta, geralmente, verificar a segurança a longo prazo. O tipo e velocidade do carregamento são também preponderantes nesta análise.

De seguida apresentam-se a geometria utilizada no modelo Plaxis. Foram definidos 3 patamares de escavação sucessivamente até à cota 0, -6,-12,5. A primeira escavação é feita 0,5m mais profunda do que a cota da ancoragem. Esta medida resulta do facto de ser necessário escavar um pouco mais para lá de cada nível de ancoragem, de modo a permitir a fácil colocação e a execução do pré-esforço na cabeça de ancoragem.

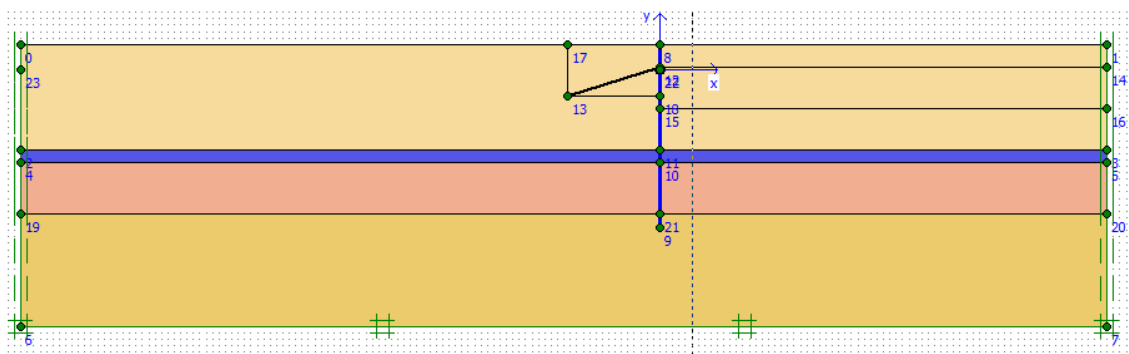


Figura 13.1 – Modelo em Plaxis

Neste modelo representativo de uma faixa de 1 metro de terreno, os vários tipos de solo surgem com diferentes cores. A escavação será realizada apenas até ao nível representado a azul. O elemento vertical “Plate” corresponde á cortina de contenção.

O quadro seguinte mostra os valores considerados para as propriedades do terreno em cada estrato:

Quadro 13.1 – Parâmetros do terreno adoptados

Solo	γ (kN/m ³)	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ °	E (MPa)	ν
Areia	18	18	1	40	60	0,4
Argila	15	15	40	0	16	0,49
Areia argilosa	18	18	80	0	30	0,49
Areia profunda	18	18	0,5	40	60	0,4

Seguidamente, na Figura 13.2 apresenta-se a malha de elementos finitos utilizada. Esta corresponde ao grau de refinamento mais elevado:

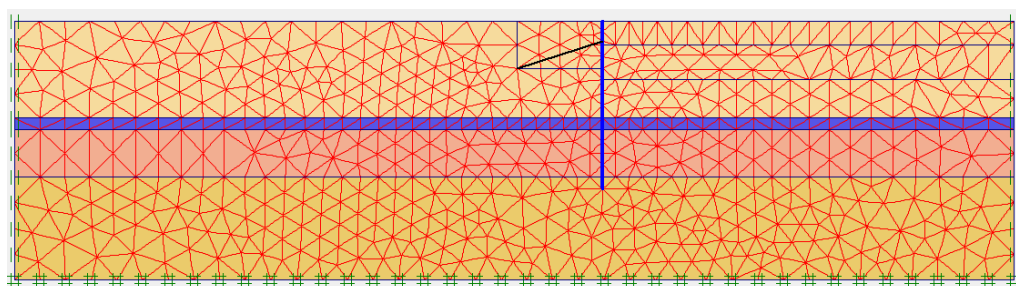


Figura 13.2 – Malha de elementos finitos

O nível freático foi considerado igual atrás e à frente da contenção como mostra a figura 13.3:

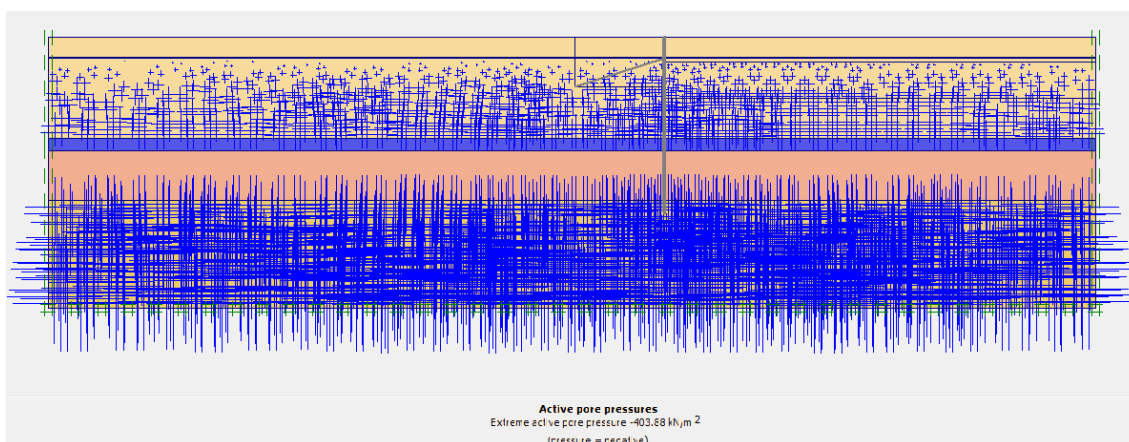


Figura 13.3 – Pressão neutra

Antes de iniciar o cálculo foram estabelecidas várias etapas. Primeiro ativou-se a cortina e depois escavou-se até 0,5m abaixo do nível da ancoragem conforme a figura 13.3:

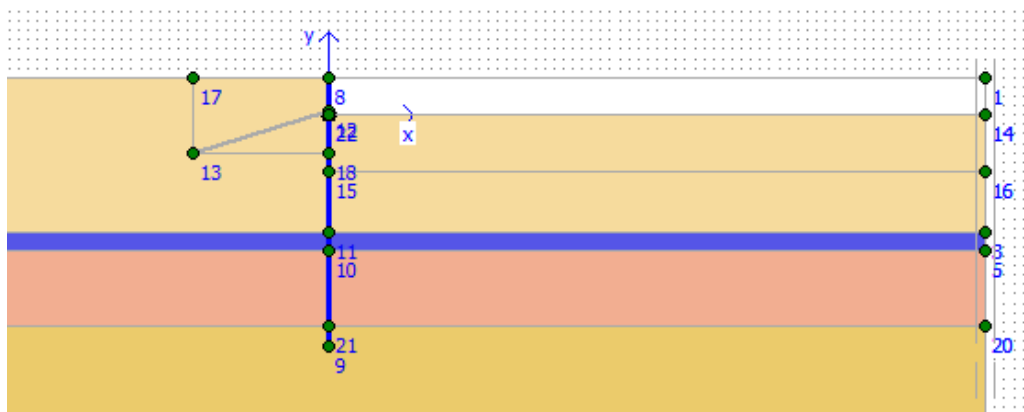


Figura 13.4 – 1ª escavação

Seguidamente ativou-se a ancoragem e dragou-se até uma cota intermédia de -6m conforme a figura 13.4:

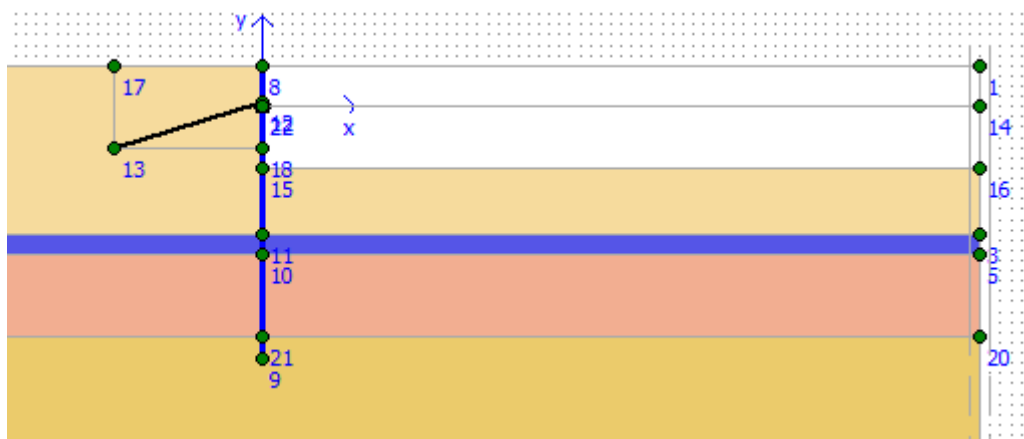


Figura 13.5 – Dragagem parcial

Finalmete, draga-se o solo até á cota final como mostra a figura seguinte:

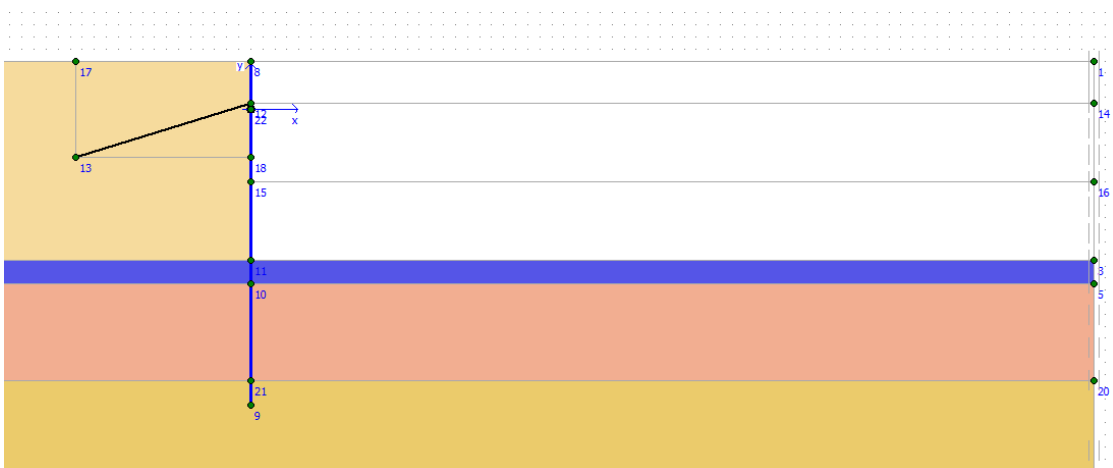


Figura 13.6 – Dragagem até ao final

A figura seguinte ilustra a deformada da estrutura na rotura:

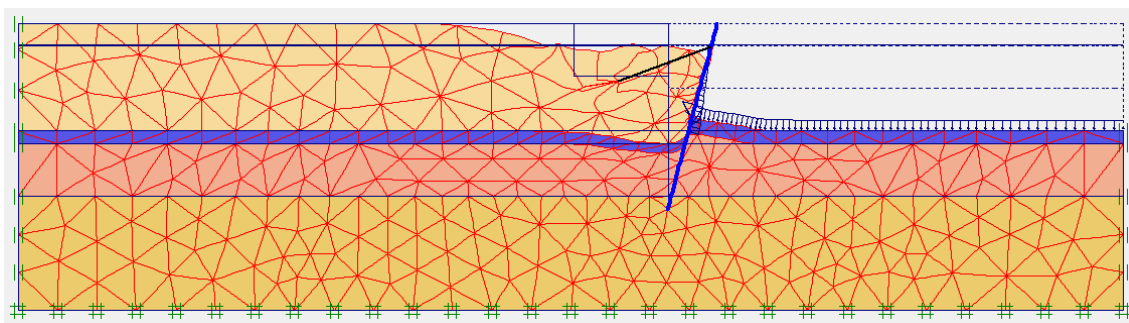


Figura 13.7 – Deformada da cortina

O Fator de segurança obtido foi de 1,732

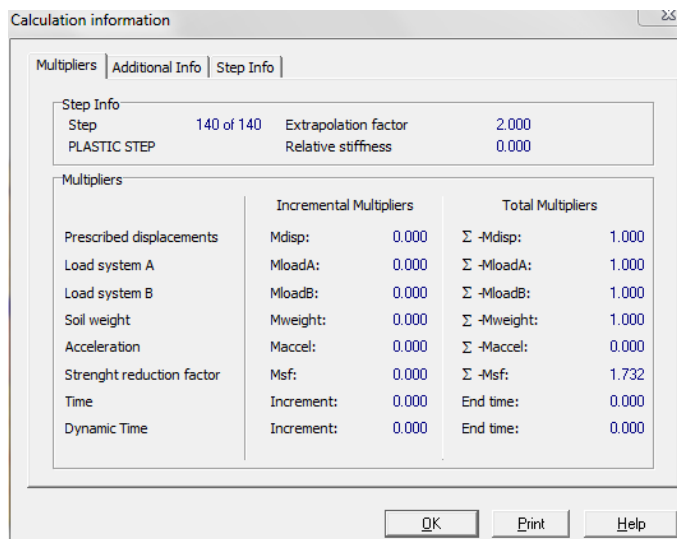


Figura 13.8 – Informação de cálculo

14 – Conclusões

Para o cálculo dos esforços em estruturas de suporte podem ser usadas várias metodologias, desde a simples aplicação dos princípios fundamentais da estática até à utilização de modelos numéricos baseados em técnicas de elementos finitos. A metodologia de cálculo adoptada depende da especificidade da estrutura e do tipo de meios de cálculo automático disponíveis. Neste trabalho conseguiu-se uma análise em GEOSLOPE e outra em PLAXIS garantido assim uma maior segurança.

O fator de segurança obtido com o método do apoio livre (1.41) é escasso em relação aos fatores obtidos com os programas de cálculo automático GEOSLOPE (1.52) e PLAXIS (1.73) mas em geral, os estudos de estabilidade global realizados indicam que a solução proposta apresenta um Fator de Segurança suficiente. A reação do apoio no método do apoio livre deve ser menor ou igual ao empuxo passivo disponível. Ora o empuxo disponível é claramente superior à reação no apoio e portanto estamos dentro da segurança.

Neste tipo de estruturas, a instalação dos apoios superiores impede o deslocamento da parte superior da parede e portanto dá-se uma redistribuição de pressões devido ao arqueamento vertical. É comum substituir o diagrama de Rankine por diagramas rectangulares com a mesma área ou até usar a envolvente de pressões desenvolvida por Terzaghi e Peck. No entanto, nesta fase preliminar não foi adoptada essa redistribuição característica das estruturas flexíveis portanto o dimensionamento da ancoragem pode estar ligeiramente subestimado.

Os estudos de esforços nas paredes e tirantes indicam que as dimensões adoptadas para a parede e os tirantes são adequadas. Conforme se verificou no programa OBLIQUA com uma taxa de 1,62% de armadura consegue-se uma armação adequada. Quanto ao esforço transversal é possível garantir a integridade da parede com estribos de $\phi 10$ a cada 15cm conforme indicam os cálculos.

Os valores do Fator de Segurança obtidos com o programa GEOSLOPE, com o programa PLAXIS e com o método do apoio livre são semelhantes e podem ser considerados aceitáveis, levando em conta os parâmetros arbitrados. Nesta fase preliminar não foram consideradas sobrecargas pois ainda não estão definidas as solicitações dos terrenos vizinhos.

A análise PLAXIS cobre uma variada gama de parâmetros relativos ao solo mas é limitada a nível estrutural quando se pretende representar paredes com secções irregulares. Nesse espeto a análise STRAP será mais adequada. Sendo assim as duas análises complementam-se muito bem.

Neste trabalho, pretendeu-se descrever e explicar todos os passos que conduziram à adopção da solução apresentada. Outras soluções seriam possíveis e outros métodos de dimensionamento poderiam ser utilizados, facto que dependerá, obviamente, da sensibilidade e experiência de cada projectista. Paralelamente, foi possível fazer uma análise mais aprofundada dos métodos que conduzem ao dimensionamento deste tipo de estruturas, principalmente do ponto de vista geotécnico. Por um lado descreveram-se as diversas soluções construtivas para contenções de escavações semelhantes, bem como o seu

processo de execução, por outro, analisou-se, a posteriori, com recurso a programas de elementos finitos, os vários parâmetros que influenciam a resistência da cortina, de modo a confirmar ou melhorar a opção tomada. Durante este processo, foram adquiridos conhecimentos novos e que, de certa forma, só poderiam ser conseguidos num trabalho deste tipo. Toda a “mecânica” inerente à execução de um projecto com forte pendor geotécnico era desconhecida no início deste trabalho, pelo que tal facto exigiu grande apoio de documentos e bibliografia da especialidade.

15 – Bibliografia

Fortunato, E. (1994). *Escavações Escoradas em Maciços Argilosos Moles*. Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para a obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil, FEUP.

Frigerio, G. (1996). *Retroanálise de uma escavação de vala escorada a céu aberto de uma linha do Metro de São Paulo*. Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para a obtenção do Título de Mestre em Geotecnia USP, São Carlos.

Lafraia, E., Amorim, E., Kochen, R. (2006). *Parecer Técnico de Tirantes em Áreas Urbanas*. IESP, São Paulo.

Lopes, F. R.; Souza, O. S. N.; and Soares, J. E. S. (1994) *Long-term settlement of a raft foundation on sand*. In: *Geotechnical Engineering*, v.107, n.1, pp. 11-16

Matos Fernandes, M. (1990). *Estruturas de Suporte de Terras*. FEUP, Porto

Matos Fernandes, M. (2006). *Mecânica dos Solos. Conceitos e Princípios fundamentais*. FEUP, Porto

Plaxis, (2002). *Tutorial Manual Version 8*. Delft University of Technology & PLAXIS, The Netherlands.

Terzaghi, K., Peck, R. B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley and Sons, New York.

Velloso, D. A.; Lopes, F. R. (2009) *Fundações. Critérios de projeto – Investigação do subsolo – Fundações superficiais*. Oficina de Textos, São Paulo

www.arcelormittal.com

www.geofix.com.br

www.geyer.com.br

Anexos A.1 – Sondagem A17

Furo: **A-17**

Revestimento:	17.00
---------------	-------

Cota: 3,74m

Inclin. c/ vertical:	0,00
----------------------	------

Coordenadas:	N: 7.580.893,550 E: 292.012.560
--------------	------------------------------------

Classificação:	Lab. William
----------------	--------------

Data de Início:	Data de Término:
-----------------	------------------

04/10/2010	20/10/2010
------------	------------

DATUM	
HORIZ.	SAD69
VERT.	IBGE - Imbituba

Escala = 1:100

GEODRILL
Engenharia Ltda
(21) 2427-6939

Perfil Individual de Sondagem a Percussão				Furo:	A-17
Cliente:	OSX - CONSTRUÇÃO NAVAL S/A.	Revestimento:	17,00	Cota:	3,74m
Obra/I.G.:	PORTO DO AÇÚ	Inclin. c/ vertical:	0,00	Coordenadas:	N: 7.580.893,550 E: 292.012,560
Local:	ESTALEIRO	Classificação:	Lab. William	Data de Início:	Data de Término:
Revestimento: ϕ 2 1/2", amostrador: ϕ int. 34,90mm ϕ ext. 50,80 mm, peso de 65 kg c/ altura de queda de 75 cm				04/10/2010	20/10/2010

Cota (m)	Amostra	Nº de Golpes		GRÁFICO	Perfil	Profundid.	Classificação Geológico-Geotécnica						
		1º e 2º	2º e 3º										
15		30 iniciais	30 finais	0 10 20 30 40 50 60 70 80		15,00							
	(15)	05	06			15,86	Argila siltosa, com poucas lentes de areia fina, com poucos fragmentos de valvas, presença de matéria orgânica, cinza escura, de consistência média. Depósito sedimentar.						
	(16)	02/33	02/34			16,62	Argila siltosa, pouco arenosa (areia fina), com fragmentos de valvas, cinza escura, presença de matéria orgânica, de consistência muito mole. Depósito sedimentar.						
	(17)	02/33	03/37			17,73	Areia fina, siltosa, com fragmentos de valvas e corais, cinza, fofa. Depósito sedimentar.						
	(18)	05	06				Argila arenosa (areia fina), pouco siltosa, pouco micácea, cinza, de consistência média a mole. Depósito sedimentar.						
	(19)	04	04			19,96							
	(20)	03	05										
	20	(21)	04	05			21,83	Silte argiloso, arenoso (areia fina), marrom, de consistência mole. Depósito sedimentar.					
		(22)	06	07			22,78	Areia fina, siltosa, pouco argilosa, com fragmentos de corais, marrom amarelada, pouco compacta. Depósito sedimentar.					
		(23)	07	08			23,98	Silte pouco argiloso, com poucas lentes de areia fina, pouco micáceo, marrom, de consistência média. Depósito sedimentar.					
(24)		20	25				Areia fina, muito pouco siltosa, pouco micácea, cinza clara., compacta a muito compacta. Depósito sedimentar.						
(25)		23	27										
25	(26)	17	19										
	(27)	26	30										
	(28)	23	28										
	(29)	35	51										
	30	(30)	41	43/22		30,00							
CONTINUA NA PÁGINA 3													
<table><tr><td></td><td>DATUM</td></tr><tr><td>HORIZ.</td><td>SAD69</td></tr><tr><td>VERT.</td><td>IBGE - Imituba</td></tr></table>									DATUM	HORIZ.	SAD69	VERT.	IBGE - Imituba
	DATUM												
HORIZ.	SAD69												
VERT.	IBGE - Imituba												
Escala = 1:100													

Prof. do nível d'água (N.A.)			Lavagem por Tempo				MEDIDAS RELACIONADAS À BOCA DO FURO	Obs:
Data	Inicial	Final	Inicial (m)	Final (m)	Diferença (cm)	Tempo (min)	○ - Amostra não recuperada ou lavada NFE - Nível d'água não encontrado 0/n - Penetração de n cm sob o peso das hastes P/n - Penetração de n cm sob o peso das hastes + batente	Responsável
05/10	0,87							LINCOLN JOSÉ COELHO CREA - 84 - 1 - 07260 - 5 GEODRILL Engenharia Ltda (21) 2427-6939
13/10	1,43							
20/10		1,64						

Furo: **A-17**

Revestimento:	17.00
---------------	-------

Cota: 3,74m

Inclin. c/ vertical:	0,00
----------------------	------

Coordenadas:	N: 7.580.893,550 E: 292.012.560
--------------	------------------------------------

Classificação:	Lab. William
----------------	--------------

Data de Início:	Data de Término:
-----------------	------------------

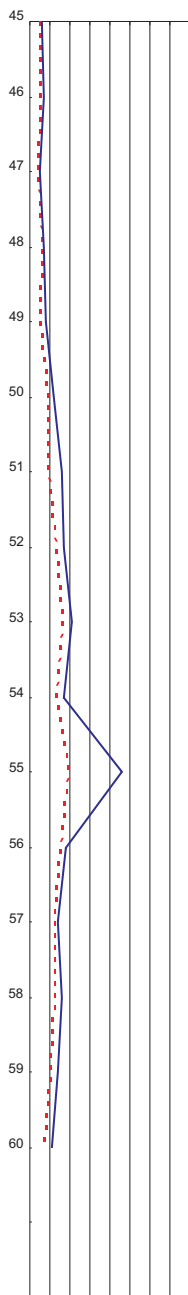
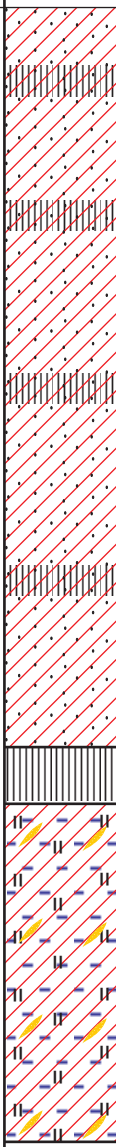
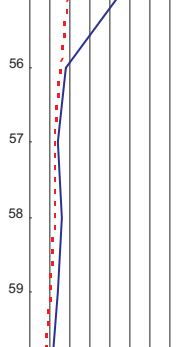
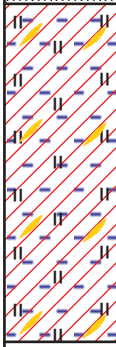
04/10/2010	20/10/2010
------------	------------

DATUM	
HORIZ.	SAD69
VERT.	IBGE - Imbituba

Escala = 1:100

GEODRILL
Engenharia Ltda
(21) 2427-6939

Perfil Individual de Sondagem a Percussão				Furo:	A-17
Cliente: OSX - CONSTRUÇÃO NAVAL S/A.		Revestimento:	17,00	Cota:	3,74m
Obra/I.G.: PORTO DO AÇÚ		Inclin. c/ vertical:	0,00	Coordenadas:	N: 7.580.893,550 E: 292.012,560
Local: ESTALEIRO		Classificação:	Lab. William	Data de Início:	Data de Término:
Revestimento: ϕ 2 1/2", amostrador: ϕ int. 34,90mm ϕ ext. 50,80 mm, peso de 65 kg c/ altura de queda de 75 cm				04/10/2010	20/10/2010

Cota (m)	Amostra	Nº de Golpes		GRÁFICO	Perfil	Profundid.	Classificação Geológico-Geotécnica				
		1º e 2º	2º e 3º								
45		30 iniciais	30 finais	0 10 20 30 40 50 60 70 80		45,00					
	(45)	05	06				Argila siltosa, muito pouco arenosa (areia fina), com poucos nódulos de turfa no meio da camada, cinza escura, de consistência mole a dura. Depósito sedimentar.				
	(46)	05	07								
	(47)	04	05								
	(48)	06	07								
	(49)	05	08								
	50	(50)	09					12			
		(51)	09					16			
		(52)	13					17			
		(53)	16					21			
55	(54)	13	17						54,78		
	(55)	19	43/28		55,53	Turfa, cinza escura. Depósito sedimentar.					
	(56)	15	18				Argila siltosa, com poucas lentes de areia fina, pouco micácea, cinza escura, presença de matéria orgânica, de consistência média a rija. Depósito sedimentar.				
	(57)	12	14								
	(58)	12	16								
	(59)	10	14								
	60	(60)	07					11		60,00	
		CONTINUA NA PÁGINA 5									
<table><tr><td>DATUM</td></tr><tr><td>HORIZ. SAD69</td></tr><tr><td>VERT. IBGE - Imbituba</td></tr></table>							DATUM	HORIZ. SAD69	VERT. IBGE - Imbituba		
DATUM											
HORIZ. SAD69											
VERT. IBGE - Imbituba											
Escala = 1:100											

Prof. do nível d'água (N.A.)			Lavagem por Tempo				MEDIDAS RELACIONADAS À BOCA DO FURO	Obs:
Data	Inicial	Final	Inicial (m)	Final (m)	Diferença (cm)	Tempo (min)	○ - Amostra não recuperada ou lavada NFE - Nível d'água não encontrado 0/n - Penetração de <i>n</i> cm sob o peso das hastes P/n - Penetração de <i>n</i> cm sob o peso das hastes + batente	Responsável
05/10	0,87						LINCOLN JOSÉ COELHO CREA - 84 - 1 - 07260 - 5	
13/10	1,43							
20/10		1,64						
 GEODRILL Engenharia Ltda (21) 2427-6939								

Perfil Individual de Sondagem a Percussão				Furo:	A-17
Cliente:	OSX - CONSTRUÇÃO NAVAL S/A.	Revestimento:	17,00	Cota:	3,74m
Obra/I.G.:	PORTO DO AÇÚ	Inclin. c/ vertical:	0,00	Coordenadas:	N: 7.580.893,550 E: 292.012,560
Local:	ESTALEIRO	Classificação:	Lab. William	Data de Início:	Data de Término:
Revestimento: ϕ 2 1/2", amostrador: ϕ int. 34,90mm ϕ ext. 50,80 mm, peso de 65 kg c/ altura de queda de 75 cm				04/10/2010	20/10/2010

Cota (m)	Amostra	Nº de Golpes		GRÁFICO	Perfil	Profundid.	Classificação Geológico-Geotécnica						
		1º e 2º	2º e 3º										
60		30 iniciais	30 finais	0 10 20 30 40 50 60 70 80		60,00							
	(60)	07	11										
	(61)	09	11				Argila siltosa, com poucas lentes de areia fina, pouco micácea, cinza escura, presença de matéria orgânica, de consistência média a rija. Depósito sedimentar.						
	(62)	09	10			62,68							
	(63)	13	15			63,94	Areia fina a média, siltosa, argilosa, presença de matéria orgânica, cinza escura, medianamente compacta. Depósito sedimentar.						
	(64)	10	13			64,86	Silte argiloso, pouco arenoso (areia fina), cinza escuro, de consistência rija. Depósito sedimentar.						
65	(65)	18	23			Areia fina a média, siltosa, pouco argilosa, com muito poucos grânulos sub-angulosos de quartzo, cinza claro, medianamente compacta a compacta. Depósito sedimentar.							
	(66)	20	23										
	(67)	19	26										
	(68)	20	24										
	(69)	22	26										
70	(70)	15	24										
	(71)	12	15										
	(72)	11	13										
	(73)	08	10										
	(74)	11	13										
75	(75)	07	09				75,00						
							CONTINUA NA PÁGINA 6						
							<table><tr><td>DATUM</td><td></td></tr><tr><td>HORIZ.</td><td>SAD69</td></tr><tr><td>VERT.</td><td>IBGE - Imbituba</td></tr></table>	DATUM		HORIZ.	SAD69	VERT.	IBGE - Imbituba
DATUM													
HORIZ.	SAD69												
VERT.	IBGE - Imbituba												
							Escala = 1:100						

Prof. do nível d'água (N.A.)			Lavagem por Tempo				MEDIDAS RELACIONADAS À BOCA DO FURO	Obs:
Data	Inicial	Final	Inicial (m)	Final (m)	Diferença (cm)	Tempo (min)	○ - Amostra não recuperada ou lavada NFE - Nível d'água não encontrado 0/n - Penetração de n cm sob o peso das hastes P/n - Penetração de n cm sob o peso das hastes + batente	Responsável
05/10	0,87							LINCOLN JOSÉ COELHO CREA - 84 - 1 - 07260 - 5
13/10	1,43							
20/10		1,64						

Furo: **A-17**

Revestimento:	17.00
---------------	-------

Cota: 3,74m

Inclin. c/ vertical:	0.00
----------------------	------

Coordenadas:	N: 7.580.893,550 E: 292.012.560
--------------	------------------------------------

Classificação:	Lab. William
----------------	--------------

Data de Início:	Data de Término:
-----------------	------------------

04/10/2010	20/10/2010
------------	------------

DATUM	
HORIZ.	SAD69
VERT.	IBGE - Imbituba

Escala = 1:100

GEODRILL
Engenharia Ltda
(21) 2427-6939